

33-3264/ - 331

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

ibmb

AMTLICHE MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

TU BRAUNSCHWEIG

BAULICHE MAßNAHMEN ZUR NACHTRÄGLICHEN ERTÜCHTIGUNG VON MAUERWERKSWÄNDEN ZUR ERHÖHUNG IHRER BIEGETRAGFÄHIGKEIT

2. Forschungsabschnitt

Abschlußbericht

vorgelegt von

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Karl Kordina

Dipl.-Ing. Erhard Gunkler

Mai 1991

Das Forschungsvorhaben wurde gefördert vom Bundesminister für
Raumordnung, Bauwesen und Städtebau,
Aktenzeichen B I 6B - 810789-8.

B I B L I O T H E K
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

INHALTSVERZEICHNIS

Blatt

<u>1.0 Einleitung und Aufgabenstellung.....</u>	<u>1</u>
<u>2.0 Konstruktiv und baupraktisch durchführbare Verstärkungsmaßnahmen.....</u>	<u>2</u>
<u>3.0 Versuchsprogramm und Beschreibung der Prüfeinrichtung.....</u>	<u>4</u>
3.1. Versuchsprogramm.....	5
3.2. Ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung von Materialkennwerten der verwendeten Baustoffe.....	7
3.2.1. Mauerwerk.....	7
3.2.2. PCC-Spritzmörtel und PCC-Stahlfaserspritzmörtel.....	8
3.2.3. Betonstahl.....	8
<u>4.0 Versuchsdurchführung und Prüfergebnisse.....</u>	<u>9</u>
4.1. Untersuchungen an geschoßhohen Wandstreifen.....	9
4.2. Ergebnisse von Materialuntersuchungen	12
4.2.1. Mauerwerk.....	12
4.2.2. PCC-Spritzmörtel.....	14
4.2.3. Haftscherverhalten von PCC-Spritzmörtel auf Mauerwerk.....	18
4.2.4. PCC-Stahlfaserspritzmörtel.....	21
4.2.5. Betonstahl.....	23
<u>5.0 Rechnerische Überprüfung der Versuchsergebnisse raumhoher Wände.....</u>	<u>24</u>
5.1. Statisches System.....	24
5.2. Ermittlung von Schnittgrößen.....	26
5.2.1. Tragmodell.....	26
5.2.2. Zusammenstellung der Schnittgrößen.....	30
5.2.3. Materialgesetze.....	32
5.2.4. Interaktion zwischen Biegemoment und Normalkraft.....	43
5.3. Rechnerische Überprüfung der gemessenen Durchbiegungen.....	49
5.3.1. Erläuterung des Rechenverfahrens.....	49
5.3.2. Beanspruchungen aus Eigenspannungen infolge behinderten Schwindens der Spritzmörtelschicht.....	51
5.3.3. Mitwirkung des Spritzmörtels auf Zug zwischen den Rissen von betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten.....	54

5.3.4.	Wiedergabe und Kommentierung der berechneten Durchbiegungen.....	56
6.0	<u>Schubsicherung von Wänden.....</u>	62
6.1.	Grundsätzliches zur konstruktiven Ausbildung des Wand-Decken-Knotens.....	62
6.2.	Schubsicherung von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten und endverankerter Biegebewehrung.....	64
6.3.	Schubsicherung von Wänden ohne Verbindung der Ergänzungsschichten mit angrenzenden Bauteilen.....	70
6.3.1.	<u>Bruchkriterium I:</u> Versagen durch Überschreitung aufnehmbarer Kohäsions- und Reibungsspannungen.....	71
6.3.2.	<u>Bruchkriterium II:</u> Versagen durch Überschreitung der Zugfestigkeit des Mauersteins.....	73
6.3.3.	<u>Bruchkriterium III:</u> Versagen durch Überschreitung der Mauerwerksdruckfestigkeit.....	77
6.3.4.	Verifikation des Schubmodells bei Annahme eines Schubbruches in der Mauerwerksschicht.....	78
6.3.5.	<u>Bruchkriterium IV:</u> Schubversagen durch Überschreitung aufnehmbarer Hauptzugspannungen in der Ergänzungsschicht.....	82
6.4.	Anschlußkonstruktion im Wand-Decken-Knoten.....	84
7.0	<u>Traglaststeigernde Wirkung von Pfeilervorlagen.....</u>	88
7.1.	Erforderliche Abmessungen.....	88
7.2.	Horizontale Traglasten durch Pfeilervorlagen ausgesteifter Mauerwerkswände.....	92
7.3.	Anschluß von Pfeilervorlagen an angrenzende Decken bzw. Sohlen.....	95
8.0	<u>Zusammenfassung.....</u>	103
	Literaturverzeichnis.....	106
Anhang		
Tabellen ab Tabelle 17		
Bilder ab Bild 51		

Formelzeichen

FUSSZEIGER

- Ursache:

sw	Schwinden
t	Zeitdauer oder Zeitpunkt
φ	Kriechen

- Art:

L	Luftdruck
D	Druck
K	Knicken
Z	Zug

- Baustoffe: (bei Kombination mit anderen Indizes: durch Komma zu trennende Fußzeiger)

mö	Mauermörtel
mw	Mauerwerk
s	Betonstahl
sp	PCC-Spritzmörtel
spf	PCC-Stahlfaserspritzmörtel
St	Mauerstein

- Richtung, Ort:

h	horizontal
s	zum Scheitelwert gehörig
v	vertikal
1	auf Druckbewehrung zu beziehen
2	auf Zugbewehrung zu beziehen

- Sonstiges:

i	bezeichnet ideelle Größen
R	Rechenwert einer Festigkeit
u	bezogen auf den Traglastzustand
o	Grundwert
(I)	Zustand I (ungerissener Zustand)
(II)	Zustand II (gerissener Zustand)
S	bei Erreichen der Streckgrenze

KOPFZEIGER

(m)	gemittelt
I	Theorie I. Ordnung
II	Theorie II. Ordnung
(R)	berechnet
(R1)	1. Rechnung
(R2)	2. Rechnung
(V)	Versuchswert

HAUPTZEICHEN

- Geometrische Größen:

A	Querschnittsfläche
A_0	Gesamtquerschnittsfläche des Verbundquerschnittes
A_i	ideeller Querschnitt
A_{mw}	Mauerwerksquerschnitt
A_s	Stahlquerschnitt
A_{s1}	Querschnitt der Druckbewehrung
A_{s2}	Querschnitt der Zugbewehrung
a_s	auf eine Längeneinheit bezogener Stahlquerschnitt
a	Abstand der Druckresultierenden vom gedrückten Rand
a_0	Wandlänge
b_0	Breite des Tragquerschnittes
b_k	Breite des Luftkissens
d	Dicke
d_0	Gesamtdicke des Querschnittes
d_1	Abstand des Schwerpunktes der Druckbewehrung vom gedrückten Rand
d_2	Abstand des Schwerpunktes der Zugbewehrung vom gezogenen Rand
d_{mw}	Dicke der Mauerwerksschicht
d_s	Dicke des Bewehrungsstabes
d_{sp}	Dicke der Ergänzungsschicht aus PCC-Spritzmörtelschicht
d_{spf}	Dicke der Ergänzungsschicht aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel
e	= M/N, Ausmitte der Längskraft N
e_z	Lastausmitte bis zum ideellen Schwerpunkt des Verbundquerschnittes
e_s	Systemlinienversatz

f	Druckbogenstich	
h	Nutzhöhe des Querschnittes	
h ₀	Wandhöhe	
h _K	Knicklänge der Wand	
I	Trägheitsmoment	
l _ü	Übergreifungslänge	
S	Statisches Moment	
ü	Überbindemaß von Mauersteinen im Mauerwerk	
v	Versatzmaß der M/z-Linie	
x	Druckzonenhöhe	
x _S	Abstand des Systemlinienversatzes von der Auflagerlinie	
z	Hebelarm der inneren Kräfte	
ε	= a ₀ /h ₀ , Seitenverhältnis der Wand	
λ	= a/h, Schubslankheit der Wand	
$\bar{\lambda}$	= h _K /d, Slankheit der Wand	
μ ₀	= A _S /A ₀ , geometrischer Bewehrungsgrad	
μ ₁	= A _{S1} /(b ₀ · h)	} geometrischer Bewehrungsgrad der Druckbewehrung
μ ₀₁	= A _{S1} /(b ₀ · d ₀)	
μ ₂	= A _{S2} /(b ₀ · h)	} geometrischer Bewehrungsgrad der Zugbewehrung
μ ₀₂	= A _{S2} /(b ₀ · d ₀)	
μ _{m2}	= A _{S2} /(b ₀ · d _{mw})	
ω ₁	= μ ₁ · $\frac{\beta_S}{\beta_{R,mw}}$	} mechanischer Bewehrungsgrad der Druckbewehrung
ω ₀₁	= μ ₀₁ · $\frac{\beta_S}{\beta_{R,mw}}$	
ω _{m2}	= μ _{m2} · $\frac{\beta_S}{\beta_{R,mw}}$	} mechanischer Bewehrungsgrad der Zugbewehrung
ω ₂	= μ ₂ · $\frac{\beta_S}{\beta_{R,mw}}$	
ω ₀₂	= μ ₀₂ · $\frac{\beta_S}{\beta_{R,mw}}$	

- Kennwerte für Werkstoffe:

E	Elastizitätsmodul
E_0	Ursprungsmodul
n	Verhältnis der Elastizitätsmoduli verschiedener Baustoffe
R_e, β_S	Streckgrenze von Betonstahl
R_m	Zugfestigkeit von Betonstahl
β	Festigkeit
β_{BZ}	Biegezugfestigkeit
β_D	Druckfestigkeit
β_{HS}	Haftscherfestigkeit der Ergänzungsschicht auf Mauerwerk
β_{HZ}	Haftzugfestigkeit der Ergänzungsschicht auf Mauerwerk
β_Z	Zugfestigkeit
ρ	Rohdichte
β_{WN}	Nennfestigkeit von Beton
β_C	Zylinderfestigkeit von Beton
β_K	Kohäsion

- Lastgrößen, Kräfte:

A	Auflagerkraft, Anschlußkraft
D	Druckkraft
D_{mw}	Biegedruckkraft in der Mauerwerksschicht
D_{sp}	Biegedruckkraft in der Ergänzungsschicht
F	Einzelkraft
F_{SR}	rechnerische Restzugkraft am Wandauflager
g, G	ständige Last
p, P	Verkehrslast, Nutzlast
p_L	Luftdruck
p_h	Horizontaldruck
q	$= g + p$, Gesamtlast
q_v	Wandauflast pro Längeneinheit
H	horizontal wirkende Kraft
V	vertikal wirkende Kraft
R	resultierende Kraft
T	Schubkraft

VII

- Schnittgrößen, Spannungen, Sicherheitsbeiwerte:

M	Biegemoment
M_F^I	Feldmoment nach Theorie I. Ordnung
ΔM^{II}	Zusatzmoment nach Theorie II. Ordnung
M^{II}	Biegemoment nach Theorie II. Ordnung
M_F^{II}	Feldmoment unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung
N	Normalkraft
n, m	normierte Schnittgrößen
Q	Querkraft
γ	Sicherheitsbeiwert
γ_v	Sicherheitsbeiwert gegen Schubversagen
$\left. \begin{matrix} m_y \\ m_x \\ m_y' \\ m_x' \end{matrix} \right\}$	Biegemomente pro Längeneinheit, die in x- oder y-Richtung Zugspannungen hervorrufen. Mit ' werden Einspannmomente bezeichnet
σ	Spannung
σ_{HZ}	Haftzugspannung
σ_{s1}, σ_{s2}	Stahlspannungen
σ_x	Normalspannungen
σ_I	Hauptzugspannungen
σ_{II}	Hauptdruckspannungen
τ	Schubspannung
τ_{HS}	Haftscherspannung
τ_v	Haftverbundspannung
τ_o	Rechenwert der Schubspannungen
τ_u	Bruchschubspannung
τ_{St}	Schubspannung im Mauerstein
μ	Reibungsbeiwert

- Weggrößen:

f	Durchbiegung, Parabelstich, Druckbogenstich
u, v, w	Verschiebungen
Δl	Längenänderung
$\dot{\epsilon}$	$= \Delta l / l$ bezogene Längenänderung, Verzerrung (+) Dehnung, (-) Stauchung
ϵ	$= \epsilon / t$ Dehngeschwindigkeit
φ	Kriechzahl
k	Krümmung

- Maßeinheiten:

1 N	(Newton) Einheit der Kraft, $1 \text{ N} = 1 \text{ kg/ms}^2$, $1 \text{ MN} = 10^3 \text{ kN} = 10^6 \text{ N}$
1 bar	Druck $1 \text{ bar} = 100 \text{ kN/m}^2$
1 N/mm ²	Spannung $1 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ MN/m}^2 = 10^3 \text{ kN/m}^2$

- Sonstiges:

n_1, n_2	Exponenten einer Druckspannungsfunktion, die den Verlauf des "ansteigenden" bzw. "abfallenden" Astes bestimmen
m_1, m_2	Exponenten einer Zugspannungsfunktion, die den Verlauf des "ansteigenden" bzw. "abfallenden" Astes bestimmen
Δ	Differenz zwischen zwei Größen

- Abkürzungen:

abs	absolut
cal	rechnerisch
const	konstant
crit	kritisch
ef	wirksam
el	elastisch
erf	erforderlich
exp	im Versuch ermittelt
max	maximal, Größt-
min	minimal, Kleinst-
nom	nominal, Nenn-
pl	plastisch
red	reduziert
rLF	relative Luftfeuchte
theor	theoretisch
tot	gesamt
vorh	vorhanden
zul	zulässig

1.0 Einleitung und Aufgabenstellung

In den Jahren 1983 bis 1988 wurden Untersuchungen im Hinblick auf die Verwendbarkeit vorhandener Mauerwerkswände als Umfassungsbauteile von Schutzräumen durchgeführt /1;2/. Als Untersuchungsergebnis wurde u.a. festgestellt, daß bereits 24 cm dicke Mauerwerkswände in Kellern üblicher Höhen mit vertikalen Auflasten von ca. 200 kN/m im Bruchzustand einer horizontalen Druckbeanspruchung von 0,2 bar widerstehen.

Die Forderung, mit Mauerwerkswänden auch bei geringen Auflasten einen Horizontaldruck von mindestens 0,36 bar aufnehmen zu können, setzt eine Steigerung ihrer Biegetragfähigkeit voraus. Mit dieser Zielsetzung wurden in einem 1. Forschungsabschnitt (1988/89) Untersuchungen zur nachträglichen Ertüchtigung von Mauerwerk durchgeführt /3/; dabei stand zunächst die Auswahl und Abschätzung der Traglastserhöhung von Mauerwerkswänden durch verschiedene Verstärkungsarten im Vordergrund. Bei der rechnerischen Abschätzung horizontaler Traglasten waren Annahmen für die Werkstoffeigenschaften und für das Tragverhalten flächig verstärkter Wände zu treffen, deren Bestätigung Inhalt dieses 2. Forschungsabschnittes wie folgt ist:

1. Untersuchung des Tragverhaltens von Wandstreifen aus Mauerwerk, die nachträglich flächenhaft durch unbewehrte, betonstahlbewehrte oder faserbewehrte Ergänzungsschichten verstärkt worden sind.
2. Durchführung zugeordneter Materialuntersuchungen zur Bestimmung von Festigkeitseigenschaften der verwendeten Baustoffe.
3. Beurteilung von Maßnahmen zur Schubsicherung von Wänden in ihren Anschlußpunkten zu angrenzenden Decken durch ingenieurmäßige, experimentell abgesicherte Berechnungen. Ausarbeitung von Empfehlungen für die Umsetzung in die Praxis.

2.0 Konstruktiv und baupraktisch durchführbare Verstärkungsmaßnahmen

Eine nachträgliche Erhöhung der Tragfähigkeit von überwiegend biegebeanspruchten Bauteilen kann grundsätzlich durch drei verschiedene Maßnahmen erreicht werden:

- Verbinden mit Vorsatzbauteilen,
- Erhöhung oder Schaffung einer Biegezugfestigkeit z.B. durch nachträgliches Bewehren,
- Steigerung der horizontalen Beanspruchbarkeit von Wänden durch Erhöhen der vertikalen Druckbeanspruchung, z.B. durch nachträgliches Vorspannen.

Die beiden erstgenannten Lösungsvorschläge sind gleichermaßen auf Wände und Decken anzuwenden. Sie können lokal begrenzt (zusätzliche Abstützungen durch Pfeilervorlagen) oder flächenhaft (nachträgliche Anbringung von Querschnittsergänzungsschichten) durchgeführt werden. Pfeilervorlagen sind bewährte Baumaßnahmen zur Queraussteifung von Wänden aus natürlichen oder künstlichen Steinen, während flächige Verstärkungen als konstruktive Maßnahmen bisher nicht üblich waren. Für die nachträgliche Verstärkung durch bewehrte oder unbewehrte Spritzbeton- oder Spritzmörtelschichten sind Nachweise der ausreichenden Haftzug- und Haftscherfestigkeit des Querschnittsergänzungsmaterials mit dem Mauerwerk erforderlich; über derartige Untersuchungen wird in Abschnitt 4.2.3. berichtet.

Flächenhaft wirkende Wandverstärkungen können erreicht werden durch

- Anbringen von Putzen mit Faserzusätzen oder engmaschigem Gewebe aus Faserverbundwerkstoffen,
- Anbringen betonstahl- oder faserbewehrter Querschnittsergänzungsschichten aus Spritzmörtel,
- Ankleben/Andübeln von Stahllaschen.

Für die zuletzt genannte Verstärkungsmaßnahme ist die Verwendung von kunststoffmodifiziertem Spritzmörtel (PCC) gegenüber herkömmlichem

Zementmörtel zu bevorzugen. Aufgrund der guten Verbundeigenschaften von PCC-Mörtel auf Mauerwerk ist die Möglichkeit gegeben, große Betonstahlquerschnitte zug- und schubfest mit der Mauerwerkswand zu verbinden.

Flächenhafte Wandverstärkungen haben die Aufgabe, Zugkräfte auf der Biegezugseite von Wänden aufzunehmen. Dies wird durch die Anordnung einer Biegebewehrung oder den Zusatz von Stahlfasern zum Spritzmörtel auch nach eintretender Rißbildung in der Verstärkungsschicht gewährleistet. Dadurch kann die Biegetragfähigkeit der Mauerwerkswände erheblich gesteigert werden.

Örtliche Verstärkungsmaßnahmen, z.B. durch nachträgliche Anbringung von Pfeilervorlagen, sollen einen kreuzweisen Lastabtrag in den "Feldbereichen" zwischen den Queraussteifungen sicherstellen.

Sie sind nur sinnvoll bei Wänden von mehr als 5 m Länge bzw. bei einem Längen-/Höhenverhältnis der unverstärkten Wand von $a_0/h_0 \geq 2,0$ /2; 3/. Konstruktionsvorschläge für Queraussteifungen aus Stahlprofilen oder Mauerwerk kombiniert mit Stahlbeton enthält /3/. In diesem Bericht wird u.a. der Anschluß von Pfeilervorlagen an angrenzende Decken behandelt, vgl. Abschnitt 7.0.

Je nach Höhe der angestrebten Biegebelastbarkeit der Wände können auch örtliche und flächenhafte Verstärkungen miteinander kombiniert werden.

Alle hier behandelten Verstärkungsmaßnahmen dienen einer nachträglichen Erhöhung der Biegetragfähigkeit von bestehenden Wänden aus Mauerwerk. Dementsprechend waren allgemeine Untersuchungen zur Verbesserung des Trag- und Verformungsverhaltens von neu zu errichtendem Mauerwerk - etwa im Sinne von DIN 1053 Teil 3 - nicht Gegenstand dieser Forschungsarbeit.

3.0 Versuchsprogramm und Beschreibung der Prüfeinrichtung

Die Untersuchungen wurden in demselben Prüfstand (Bild 55) und in derselben Weise durchgeführt wie an unverstärkten Mauerwerkswänden. Hierüber wurde in /2/ umfassend berichtet.

Um das Biegetragverhalten gemauerter, nachträglich verstärkter Wände zu studieren, wurden Wandstreifen mit einer Breite von 60 cm bis 67 cm geprüft. Ihre Höhe betrug je nach "Reichs-" (Vollmauerziegel) oder DIN-Format (Kalksandstein) der verwendeten Mauersteine 2,385 oder 2,375 m. Die Dicke des Mauerwerks betrug 11,5 cm, 12,5 cm, 17,5 cm bzw. 25 cm. Die Höhe der aufzubringenden Vertikalbelastung orientierte sich an den geringsten zu erwartenden Geschoßlasten von Gebäuden. Sie wurde zu 50 kN/m bis 200 kN/m angenommen.

Nach den derzeitigen Anforderungen an den Grundschatz /4/ müssen die äußeren Umfassungswände von Schutzräumen in Kellern einem Horizontaldruck von 10 kN/m^2 ($= 0,1 \text{ bar}$) im Gebrauchszustand bei einer gleichzeitig wirkenden Deckenauflast von $10 \dots 15 \text{ kN/m}^2$ (je nach Gebäudeart) standhalten können. In Entwürfen zur Neufassung der Bautechnischen Grundsätze für Hausschutzräume des Grundschatzes wird die Horizontalbeanspruchung im Gebrauchslastzustand mit $4 \dots 10 \text{ kN/m}^2$ /5/ bzw. $10 \dots 17 \text{ kN/m}^2$ /6/ angegeben. Horizontallasten aus Erddruck auf Kelleraußenwände sind hierin nicht enthalten. Außerdem kann aus diesen Angaben nicht auf die Traglasten im Katastrophenlastfall geschlossen werden.

Die Auslegung der horizontalen Belastungseinrichtung erfolgte hier unter dem Gesichtspunkt, daß der Bruch der Prüfwände erreicht wird. Deshalb wurde die horizontale Belastungseinrichtung auf einen maximalen Horizontaldruck p_h von 2 bar ($= 200 \text{ kN/m}^2$) ausgelegt.

3.1. Versuchsprogramm

Es wurden insgesamt 10 Wandstreifen auf ihre einachsige Biegetragfähigkeit untersucht und dabei variiert

- Mauersteinart,
- Höhe der vertikalen Auflast,
- Bewehrungsart der Querschnittsergänzungsschicht (Betonstahlmatten, Stahlfasern) und
- Bewehrungsgrad.

Die verwendeten Steinsorten sind Tabelle 01 zu entnehmen.

Steinmaterial	Bezeichnung	Abmessungen Format	Mittelwert der Druckfestigkeit $\bar{R}_{D,St}$ (N/mm ²)
Mauerziegel	Mz 12-1,8	12,5/6,6/25 cm	21,3
Kalksand- steine	KSV 12-1,8	2 DF	22,1
	KSV 28-1,8	3 DF	38,8

Tabelle 01: Angaben zu den verwendeten Steinsorten

Sämtliche Mauersteine wurden vor ihrer Verwendung einer Güteprüfung nach DIN 105 bzw. DIN 106 unterzogen (siehe Tabelle 17*).

Die Bestandteile des Mauermörtels waren

- Mauersand, Körnung 0/2 mm,
- Kalkhydrat,
- Zement PZ 350 F.

Die Mischungsverhältnisse sowie die Prismendruckfestigkeit des Mauermörtels nach 28 Tagen enthält Tabelle 02.

*) Die Tabellen 17...37 befinden sich im Anhang des Untersuchungsberichtes

Mischungsverhältnis Sand:Kalkhydrat:Zement	Mittelwert der Prismendruckfestig- keit nach 28 Tagen $\beta_{D,m\ddot{o}}$ (N/mm ²)	Mörtelgruppe nach DIN 1053 Teil 1
6:1:1	10,2	III

Tabelle 02: Mischungsverhältnisse des verwendeten Mauermörtels

Alle Mauermörtel wurden in kellengerechter Konsistenz verarbeitet. Aus den Frischmörteln wurden Mörtelproben für mindestens 3 Prismensätze entnommen und die Mörteldruck- und Biegezugfestigkeit jeweils

- nach 28 Tagen,
- zum Zeitpunkt der Prüfung der Wandstreifen und
- zum Zeitpunkt der Prüfung von Normprüfkörpern aus Mauerwerk

ermittelt. Die Mörtelprüfungen wurden nach DIN 18 555 Teil 3 durchgeführt. Die Ergebnisse der Mörtelprüfungen sind Tabellen 18...19 zu entnehmen.

Die Mauerwerkswände wurden in transportablen Rahmen hergestellt und die Oberflächen der Wandseiten, auf die Spritzschichten aufzubringen waren, durch Sandstrahlen aufgeraut und Verschmutzungen entfernt. Ein Teil der Wände wurde durch angedübete Betonstahlmatten bewehrt; sämtliche Wände wurden mit einer PCC-Spritzmörtelschicht versehen.

In einigen Fällen war die Biegebewehrung durch Anschweißen an den Prüfraumen endverankert worden. Durch einen Sägeschnitt im Kopf- und Fußbereich der Wände sollte in Anlehnung an baupraktische Gegebenheiten die Einleitung der Auflasten über die Mauerwerksschale des Tragquerschnittes erreicht werden.

Zur Herstellung des PCC-Stahlfaserspritzmörtels wurden dem Frischmörtel gekröpfte Stahlfasern ($l/d = 60$; $V_f = 1 \text{ Vol.-%}$) hinzugegeben.

Die Bilder 51⁺⁾ bis 54 zeigen Einzelheiten zur Kopf- und Fußausbildung der Mauerwerkswände. Tabelle 03 enthält alle Varianten der Mauerwerkswände hinsichtlich Abmessungen, Ausgangsmaterialien und ausgeführter Verstärkungen.

Nr.	Mauerwerk (Steinart, Format und Mörtelgruppe)	Mauerwerks- dicke [cm]	Wand- abmessung b/h [m]	Ertüchtigungsmaßnahme: PCC-Spritzmörtelschale							
				Dicke [cm]	ein- seitig	beid- seitig	Bewehrung	Endverankerung			
								Typ	geschweißt	vermörtelt	keine
W1	Mz 12-1,8-RF/III	12,5	0,645/2,385	2,6		X	keine	A			X
W2	Mz 12-1,8-RF/III	12,5	0,64 /2,385	4,6	X		Stahlfaser	C			X
W3	KSV 28-1,8-3DF/III	17,5	0,615/2,375	4,0	X		Stahlfaser	C			X
W4	Mz 12-1,8-RF/III	12,5	0,645/2,385	4,2	X		R 188	A			X
W5	Mz 12-1,8-RF/III	26	0,675/2,385	4,1	X		R 317	B	X		
W6	Mz 12-1,8-RF/III	26	0,675/2,385	4,7	X		R 317	A			X
W7	KSV 28-1,8-3DF/III	17,5	0,64 /2,375	4,2	X		R 221	A			X
W8	KSV 28-1,8-3DF/III	17,5	0,635/2,375	4,2	X		R 221	B	X		
W9	KSV 28-1,8-3DF/III	17,5	0,64 /2,375	4,0	X		R 221	C		X	
W10	KSV 12-1,8-2DF/III	11,5	0,625/2,375	3,5	X		keine	A			X

Tabelle 03: Technische Einzelheiten der Versuchswände

3.2. Ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung von Materialkennwerten der verwendeten Baustoffe

3.2.1. Mauerwerk

Die Prüfung von Normprüfkörpern nach DIN 18 554 Teil 1 wurde unter zentrischer und exzentrischer Belastung mit einer Lastausmitte von $e=d/6$ durchgeführt. Eine ausführliche Begründung hierfür ist in /2/ enthalten. Die Prüfkörper wurden zusätzlich zu den Mauerwerkswänden der Hauptversuche unter Verwendung des gleichen Mörtels und Steinmaterials sowie unter Berücksichtigung gleicher Erhärtungsbedingungen aufgemauert. Die

⁺⁾ Die Bilder 51...117 befinden sich im Anhang des Untersuchungsberichtes

Prüfungen wurden weitestgehend zeitlich parallel zu den Untersuchungen der Wände durchgeführt, so daß jeder geschoßhohen Mauerwerkswand die Mittelwerte der Druckfestigkeit und des E-Moduls aus einer Serie von jeweils drei Normprüfkörpern zugeordnet werden konnten.

Der Umfang der Mauerwerksprüfungen ist Tabelle 20 zu entnehmen.

Zur Ermittlung des "abfallenden Astes" der Spannungs-Dehnungs-Linien des Mauerwerkes wurde die Prüfmaschine mit Wegsteuerung betrieben.

3.2.2. PCC-Spritzmörtel und PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Zur Ermittlung von Werkstoffkennlinien, die für die rechnerische Überprüfung gemessener Traglasten und Durchbiegungen der Versuchswände benötigt werden, wurden Probekörper aus PCC-Spritzmörtel und PCC-Stahlfaserspritzmörtel auf ihre Druckfestigkeit, zentrische Zugfestigkeit, Biegezugfestigkeit und ihren Elastizitätsmodul untersucht. Die Probekörper wurden entweder separat hergestellt oder aus Spritzproben geschnitten bzw. erbohrt. Dabei wurde beachtet, daß die Belastung der Prüfkörper im Prüfstand in der gleichen Wirkungsrichtung erfolgen konnte, wie sie bei der Beanspruchung der Versuchswände auftritt.

Einige Materialprüfungen sollten weggeregelt ausgeführt werden; mindestens war das Last-Verformungsverhalten der Spritzmörtel bis zum Scheitelpunkt der Werkstoffkennlinien zu bestimmen.

Der Umfang der Materialuntersuchungen an PCC-Spritzmörtel bzw. PCC-Stahlfaserspritzmörtel ist den Tabellen 21 und 22 zu entnehmen.

3.2.3. Betonstahl

An Reststücken der für die Bewehrung der Wandstreifen verwendeten Betonstahlmatten wurden Werkstoffprüfungen nach DIN 488 Teil 5 durchgeführt und hierbei der Tragquerschnitt, die Streckgrenze, die Zugfestigkeit und der E-Modul der Biegezugbewehrung bestimmt.

4.0 Versuchsdurchführung und Prüfergebnisse

4.1 Untersuchungen an geschoßhohen Wandstreifen

In jedem Versuch wurden wie in /2/ folgende Meßgrößen je Laststufe ermittelt:

- Luftdruck im Druckkissen p_L (bar) über induktive Druckaufnehmer
- Durchbiegung der Mauerwerkswand w_i (mm) über potentiometrische Rollenmeßgeräte
- Dehnungen auf der "Zugseite" der Prüfwand ε_i (‰) über potentiometrische Wegaufnehmer und Dehnmeßstreifen (DMS)
- Dehnungen der Betonstahlbewehrung der Querschnittsergänzungsschichten ε_s (‰) über DMS
- Dehnungen und Stauchungen ε (‰) verschiedener Querschnittsfasern im Bereich der Mauerwerks- und Spritzmörtelschicht durch DMS und potentiometrische Wegaufnehmer
- Relativverschiebungen Δu (mm) zwischen Mauerwerk und Querschnittsergänzungsschicht mit Hilfe induktiver Weggeber

Die Meßbasis für die Ermittlung der Dehnungen über potentiometrische Wegaufnehmer betrug je nach vorhandenen Steinformaten 14,5 cm bis 19,5 cm.

Die Anordnung der verschiedenen Meßgeräte ist den Meßstellenbelegungsplänen der Bilder 56 bis 64 zu entnehmen.

Mit Hilfe der erhaltenen Meßwerte wurden verschiedenartige Last-Verformungslinien der geprüften Wände erstellt. Typische Verformungsdiagramme ausgewählter Wandprüfkörper sind im Anhang zum Versuchsbericht enthalten.

Die Biegelinien wurden mit Hilfe der in verschiedenen Wandhöhen gemessenen Einzelwerte der Durchbiegungen konstruiert (Bilder 65 bis 69).

Die Krümmungen k_i (1/km) in unterschiedlichen Höhen der Versuchswände wurden aus den gemessenen Dehnungen unterschiedlicher "Querschnittsfasern" bestimmt. Hierbei wurde im ungerissenen Zustand ein linearer Dehnungsverlauf über den gesamten Verbundquerschnitt festgestellt. Im Zustand II wurden die Krümmungen aus den Dehnungen von Biegebewehrung bzw. Stahlfasermörtel und den Stauchungen der Biegedruckseite der Wände berechnet. Die Bilder 70 bis 74 zeigen den Krümmungsverlauf über die Höhe ausgewählter Prüfwände. Die Veränderung der Wandkrümmung in Wandmitte verdeutlicht die allmähliche Ausprägung eines plastischen Gelenks durch Ribildung im Bereich der halben Wandhöhe.

Die Bilder 75 bis 78 zeigen den Verlauf der Druckzonenhöhe sowie der Dehnungen und Stauchungen an ausgewählten Fasern des Verbundquerschnittes der Prüfwände. Man erkennt, daß die Druckzonenhöhe wie bei unverstärktem Mauerwerk ein Drittel der Querschnittsdicke nicht unterschreitet /2/.

Den Verlauf der auf der Biegebewehrung oder an der Oberfläche stahlfaserbewehrter Querschnittsergänzungsschichten gemessenen Dehnungen über die Wandhöhe zeigen die Bilder 80 und 82. Sie sind affin zur Biegemomentenlinie, wodurch der gute Verbund zwischen Biegebewehrung und Spritzmörtelschicht bzw. stahlfaserbewehrter Querschnittsergänzungsschicht und Mauerwerk deutlich wird.

Die gemessenen Stauchungen des Mauerwerks in der äußersten Querschnittsfaser der Biegedruckzone nehmen ebenfalls bis zur halben Wandhöhe zu (Bilder 79 und 81). Wie in einem Fachwerkträger mit Zug- und Druckgurten ist eine Zunahme der Beanspruchungen im Druck- und Zugbereich der Wände bis zum am höchsten beanspruchten Tragquerschnitt in Wandmitte festzustellen.

Relativverschiebungen zwischen Mauerwerk und Spritzmörtelschale sind auch bei verstärkten Mauerwerkswänden, deren Ergänzungsschicht am Wandfuß- und -kopf nachträglich eingeschnitten worden war (Bilder 51 und 52), nur in vernachlässigbarem Maße aufgetreten (Bild 83). Es war daher von einem starren Verbund zwischen Spritzmörtelschicht und Mauerwerk auszugehen.

Die Bilder 84 bis 93 zeigen Rißverläufe der Versuchswände. Hier ist auch bei Wänden mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten eine gute Rißverteilung im mittleren Drittel der biegezugbeanspruchten Wandseite zu erkennen. Dies läßt auf eine Übertragung von Zugkräften in der Querschnittsergänzungsschicht auch bei größeren Dehnungen schließen.

Wände mit nicht endverankerter Biegebewehrung versagten stets durch Schubbruch, wobei entweder die Zugfestigkeit der Mauersteine oder die aufnehmbaren Kohäsions- bzw. Reibungsspannungen in den Lagerfugen überschritten wurden (Bild 37).

In Tabelle 04 sind die wichtigsten Versuchsergebnisse der geprüften Wände zusammengefaßt.

Bezeichnung			W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W8	W9	W10
Steinmaterial/Mörtelgruppe			Mz 12-1,8 RF/MG III	Mz 12-1,8 RF/MG III	KSV 28-1,8 3DF/MG III	Mz 12-1,8 RF/MG III	Mz 12-1,8 RF/MG III	Mz 12-1,8 RF/MG III	KSV 28-1,8 3DF/MG III	KSV 28-1,8 3DF/MG III	KSV 28-1,8 3DF/MG III	KSV 12-1,8 2DF/MG III
Mauerwerksdicke d_{mw} [cm]			12,5	12,5	17,5	12,5	26	26	17,5	17,5	17,5	11,5
Art der Ver- stär- kung	Spritz- mörtel- schale	Druckseite	X	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Zugseite	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
		Dicke [cm]	2,6	4,6	4,0	4,2	4,1	4,7	4,2	4,2	4,0	3,5
	Bewehrung		-	Faser $V_f= 1,0 \%$	Faser $V_f= 1,0 \%$	R 188	R 317	R 317	R 221	R 221	R 221	-
Konstruktive Ausbildung des Kopf- und Fußpunktes			A	C	C	A	B	A	A	B	C	A
Systemlängversatz bei x_s [cm] ¹⁾			-	0,0	0,0	20,0	0,0	16,5	21,0	0,0	0,0	0,0
Lastausmitte e_z [cm]			0	6,8	4,7	6,7	8,3	7,9	5,3	5,3	5,1	4,6
Vertikallast q_v [kN/m]			57,61	49,30	50,07	51,46	48,79	48,85	50,00	124,76	196,09	182,68
1. Riß bei Luftkissendruck p_L [bar]			0,1040	0,1208	0,1711	0,1401	0,2030	0,1620	0,0517	0,1021	0,1019	0,0505
Luftkissendruck p_L [bar] der letzten Laststufe ²⁾			0,1116	0,2254	0,2816	0,1830	0,9468	0,4526	0,2002	0,5082	0,5952	0,0847
Mittendurchbiegung w [mm] der letzten Laststufe			0,54	17,33	9,31	13,01	21,76	3,68	4,53	20,02	23,52	10,57
Versa- gensart	Biegezugversagen		X	X	X		X			X	X	X
	Biegedruckversagen						X			X		
	Schubversagen					X		X	X			

¹⁾ siehe Bild 05

²⁾ bezogen auf die Anpreßfläche des Druckkissens

Tabelle 04: Wiedergabe ausgewählter Versuchsergebnisse

Hierbei bezieht sich der angegebene Wert der letzten Laststufe des Luftkissendruckes auf die wirksame Druckkissenfläche (Bild 55), während die vertikale Belastung in eine in der Mittelfläche der Mauerwerksschale wirkende Linienlast q_v (kN/m) umgerechnet wurde. Da die Ebene der Mauerwerksmittelfläche nicht in der Schwerlinie des Verbundquerschnittes aus Mauerwerk und Querschnittsergänzungsschicht liegt, wird q_v exzentrisch im Abstand e_z von dem Flächenschwerpunkt entfernt in die Wand eingeleitet. Die Größe von e_z wurde nachträglich unter Verwendung der linearelastischen Theorie für Verbundquerschnitte bestimmt.

Auf eine Wiedergabe sämtlicher Meßwerte der einzelnen Laststufen wird verzichtet. Alle Einzelwerte sind auf Datenträgern gespeichert und stehen für weiterführende Untersuchungen zur Verfügung.

4.2. Ergebnisse von Materialuntersuchungen

4.2.1. Mauerwerk

Werden Normprüfkörper nach DIN 18 554 Teil 1 exzentrisch belastet, so sind ihre Bruchstauchungen größer als bei zentrischer Belastung. Dies läßt sich durch die durch Schwinden des Lagerfugenmörtels begünstigte Rotation des Mauerwerks erklären. Da die geprüften Wände neben der vertikalen Belastung auch durch ein Biegemoment infolge des Luftkissendruckes beansprucht werden, erschien ein Materialgesetz, das allein aufgrund einer zentrischen Belastung der Nebenversuchskörper formuliert wird, zunächst nicht aussagekräftig genug.

In den Tabellen 05 und 06 sind die Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen bei zentrischer bzw. exzentrischer Belastung der Norm-Prüfkörper zusammengefaßt. Die Bilder 94 bis 101 zeigen den Verlauf der ermittelten σ - ϵ -Linien im einzelnen. Der E-Modul $E_{D,mw}$ wurde an zentrisch geprüften Versuchskörpern als Sekantenmodul zwischen dem Ursprung und $\sigma = \beta_{D,mw}/3$ bei erstmaliger Belastung - ermittelt. Zusätzlich wird der Ursprungsmodul $E_{0,mw}$ in den Bildern 94 bis 101 mit angegeben.

Die Bruchspannung exzentrisch belasteter Normprüfkörper wurde durch Division der Bruchlast durch die belastete Fläche unter Berücksichtigung möglicher Klaffungen des Querschnitts ermittelt.

	VERSUCHSKÖRPER			
	MZA 1...3	MZB 1...3	KSA 1...3	KSB 1...3
Mauerwerk wie bei Wand Nr.:	W1; W2; W4	W5; W6	W10	W3; W7; W8; W9
Mauerwerk	Mz 12-1,8-RF MG III	Mz 12-1,8-RF MG III	KSV 12-1,8-2DF MG IIa ¹⁾	KSV 28-1,8-3DF MG IIa ¹⁾
Mauerwerksdicke d_{mw} (mm)	12,5	26,0	11,5	17,5
Druckfestigkeit $R_{D,mw}$ (N/mm ²)	9,93	11,46	14,90	16,37
E-Modul $E_{D,mw}$ (MN/m ²) $E_{O,mw}$ (MN/m ²)	3368 3648	5250 4790	6658 7629	8721 9286
Stauchungen $\epsilon_{S,mw}$ (o/oo) $\epsilon_{U,mw}$ (o/oo)	-4,55 -8,32	-3,85 -5,55	-3,45 -4,47	-3,56 -5,01

1) Mörteldruckfestigkeit dieser Normprüfkörper war kleiner als die der Versuchswände

Tabelle 05: Mechanische Eigenschaften zentrisch gedrückter Normprüfkörper: gemittelte Werte aus 3 Einzelprüfungen

	VERSUCHSKÖRPER			
	MZA 4	MZB 4	KSA 4	KSB 4
Mauerwerk wie bei Wand Nr.:	W1; W2; W4	W5; W6	W10	W3; W7; W8; W9
Mauerwerk	Mz 12-1,8-RF MG III	Mz 12-1,8-RF MG III	KSV 12-1,8-2DF MG III	KSV 28-1,8-3DF MG IIa ¹⁾
Mauerwerksdicke d_{mw} (mm)	12,5	26,0	11,5	17,5
Druckfestigkeit $\beta_{D,mw}$ (N/mm ²)	7,48	4,69	11,69	12,66
Stauchungen $\epsilon_{s,D}$ (o/oo) $\epsilon_{u,D}$ (o/oo)	-8,5 -13,14	-4,91 -4,91	-6,20 -7,13	-5,55 -6,50
Dehnung ²⁾ $\epsilon_{s,Z}$ (o/oo) $\epsilon_{u,Z}$ (o/oo)	+1,78 +6,36	+0,49 +0,48	+0,77 +1,48	+0,40 +0,72

1) Mörteldruckfestigkeit dieser Normprüfkörper war kleiner als die der Versuchswände

2) Über Rißöffnungen gemessene Werte

Tabelle 06: Mechanische Eigenschaften exzentrisch gedrückter Normprüfkörper ($e = d/6$)

4.2.2. PCC-Spritzmörtel

Bei dem verwendeten PCC-Mörtel handelte es sich um einen kunststoffmodifizierten, hydraulisch abbindenden, zweikomponentigen Spritzmörtel, bestehend aus Werk trockenmörtel und Polymerkomponente, eine verseifungsbeständige Co-Polymer-Dispersion auf Butadien-Styrol-Basis, welche dem Anmachwasser zugegeben wurde. Tabellen 23 bis 33 enthalten Angaben über die Zusammensetzung und Eigenschaftswerte des Trockenmörtels bzw. Frischmörtels.

Zur Beschreibung des Tragverhaltens von Mauerwerkswänden, die flächenhaft durch Ergänzungsschichten aus PCC-Mörtel verstärkt werden, ist die Kenntnis von

- Druckfestigkeit,
- Biegezugfestigkeit,
- Zugfestigkeit sowie des
- Last-Verformungsverhaltens

für die Formulierung von Werkstoffgesetzen erforderlich.

Daher wurden Prüfungen an Mörtelprismen (40 mm x 40 mm x 160 mm) durchgeführt, die entweder separat in Schalungsformen erstellt oder aus Spritzproben geschnitten worden waren.

Die Tabellen 07 und 08 enthalten die wichtigsten Prüfergebnisse der untersuchten Mörtelprismen. Die Bilder 102 bis 105 zeigen eine Auswahl ermittelter Spannungs-Dehnungslinien.

	Prismen aus Schalungsformen		Prismen aus Spritzproben geschnitten	
	Prüfkörperalter 28 Tage	Prüfkörperalter 139 Tage	Prüfkörperalter 28 Tage	Prüfkörperalter 163 Tage
Prüfkörperanzahl	9	9	6	6
Rohdichte ρ_{sp} (kg/dm ³)	2,186	2,180	2,250	2,242
Druckfestigkeit $R_{D,sp}$ (N/mm ²)	59,30	66,91	71,5	77,05
Biegezugfestigkeit $R_{BZ,sp}$ (N/mm ²)	9,36	9,57	10,82	11,19
Variationskoeffizient V (%)	7,15	3,70	8,02	5,70

Tabelle 07: Ergebnisse von Mörtelprüfungen nach DIN 18 555 Teil 3 an PCC-Spritzmörtel

	aus Schalungsformen	aus Spritzproben geschnitten
<u>DRUCKPRÜFUNG:</u>		
Prüfalter (d)	92	55
Anzahl der Einzelprüfungen	6	6
Rohdichte ρ_{sp} (kg/dm ³)	2,157	2,253
Druckfestigkeit $\beta_{D,sp}$ (N/mm ²)	51,8	64,5
Stauchungen $\epsilon_{S,sp}$ (‰)	-2,95	-3,00
$\epsilon_{u,sp}$ (‰)	-3,20	-3,25
E-Modul $E_{o,sp}$ (N/mm ²)	29050	35250
<u>ZUGPRÜFUNG:</u>		
Prüfalter (d)	92	55
Anzahl der Einzelprüfungen	6	6
Rohdichte ρ_{sp} (kg/dm ³)	2,125	2,260
Zugfestigkeit $\beta_{Z,sp}$ (N/mm ²)	3,77	5,53
Variationskoeffizient V von $\beta_{Z,sp}$ (%)	8,84	6,50
Dehnungen $\epsilon_{u,sp}$ (‰)	+0,13	+0,160
E-Modul $E_{o,sp}$ (N/mm ²)	31850	37530

Tabelle 08: Ergebnisse von Druck- und Zugfestigkeitsprüfungen an in Längsrichtung beanspruchten Mörtelprismen aus PCC-Mörtel

Es wird deutlich, daß die Festigkeits- und Verformungskennwerte aus Spritzproben geschnittener Prismen größer sind als die separat in Schalungsformen hergestellter Prüfkörper. Die Druckfestigkeitswerte sind um ca. 15 % bis 20 %, die Zugfestigkeitswerte ca. 40 % und die Biegezugfestigkeitswerte um ca. 17 % höher als die entsprechenden Festigkeitswerte der in Schalungsformen hergestellten Prismen.

Bild 01 zeigt Spannungs-Dehnungslinien auf zentrischen Zug beanspruchter geschnittener Mörtelprismen. Die Prüfung dieser Versuchskörper erfolgte im Gegensatz zu denjenigen, deren Prüfergebnisse in Tabelle 08 aufgeführt sind, dehngeregelt über den Bruch hinaus.

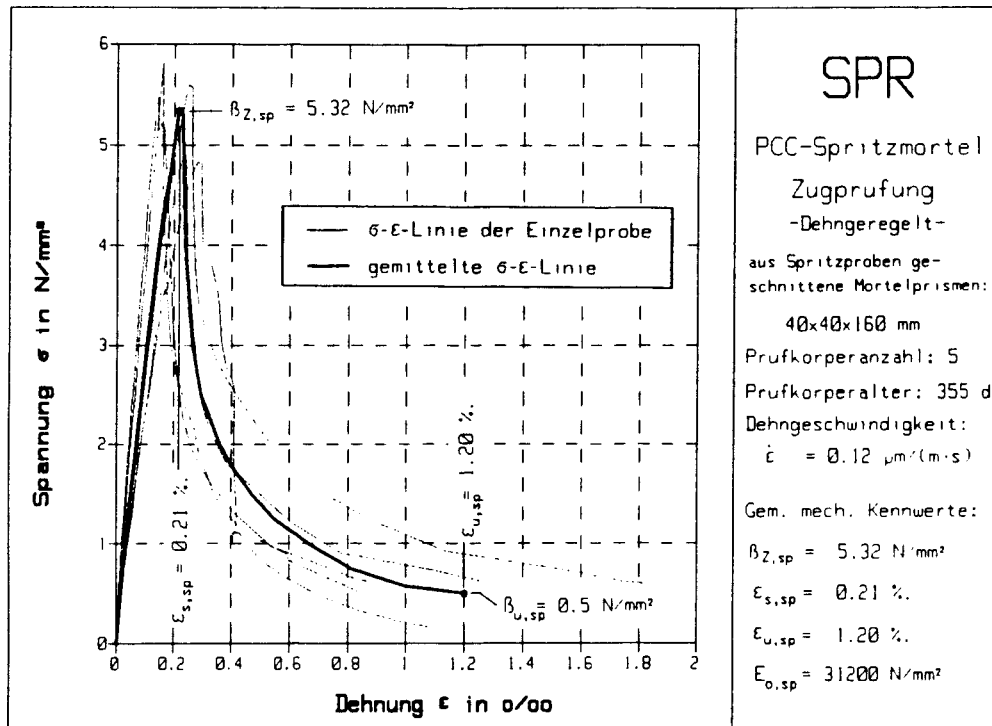


Bild 01: Spannungs-Dehnungslinien zentrisch gezogener, aus Spritzproben geschnittener Mörtelprismen

Nach Überschreiten des Zugfestigkeitswertes fallen die Spannungs-Dehnungslinien stark ab. Eine Übertragung von Zugspannungen nennenswerter Größe ist bei größeren Dehnungen als 0,2 ‰ kaum noch möglich.

4.2.3. Haftscherverhalten von PCC-Spritzmörtel auf Mauerwerk

Zur Prüfung des Haftscherverhaltens wurden zunächst 10 Grundkörper aus Vollziegel- bzw. Kalksandsteinmauerwerk aufgemauert und nach Auskratzen der Fugen bis zu einer Tiefe von 1 cm beidseitig mit einer 3 cm dicken Vorsatzschicht aus

- Zementputz
- spritzfähigem PCC-Mörtel und
- im Handeinbau aufzubringendem PCC-Mörtel

versehen. Weiterhin wurden variiert

- | | |
|---------------------------------|--|
| - Untergrundvorbehandlung: | <ul style="list-style-type: none"> · Reinigen mit der Topfbürste · keine Untergrundvorbehandlung |
| - Haftbrücke: | <ul style="list-style-type: none"> · keine · Spritzbewurf aus Zementmörtel P III b · mineralische Haftbrücke, gebürstet |
| - Anbringung der Vorsatzschale: | <ul style="list-style-type: none"> · Handeinbau · Naßspritzverfahren |

Eine Zuordnung der Ausführungsvarianten zu den Prüfkörpern enthält Bild 03. Die Abmessungen und die baustofflichen Kennwerte der Grundkörper sowie der Beschichtungsmaterialien waren die gleichen wie die der für die in /3/ beschriebenen Haftzugprüfungen erstellten Versuchskörper.

Nach 18-monatiger Lagerung unter natürlichen Klimabedingungen wurden die Grundkörper in "ein-Stein" große Prüfkörper zersägt. Jeder dreischichtige Prüfkörper bestand somit aus einem Mauerstein mit beidseitiger Spritzmörtelbeschichtung. Die Prüfkörper wurden hochkant in die Prüfmaschine eingebaut, so daß ihre Belastung in Steinlängsrichtung erfolgte. Durch Anordnung horizontaler und vertikaler Einschnitte in den Vorsatzschichten war zuvor eine definierte Scherfläche vorgegeben worden. Hierdurch sollte ein nahezu konstanter Schubspannungsverlauf in den Scherflächen erreicht werden. Kerbspannungswirkungen im Bereich des Wurzelpunktes der Einschnitte wurden bewußt in Kauf genommen. Bild 02 zeigt den Versuchsaufbau zur Ermittlung der Haftscherfestigkeit von Spritzmörtelbeschichtungen auf Mauerwerk. In Bild 03 sind die Ergebnisse der Haftscherprüfungen zusammengefaßt.

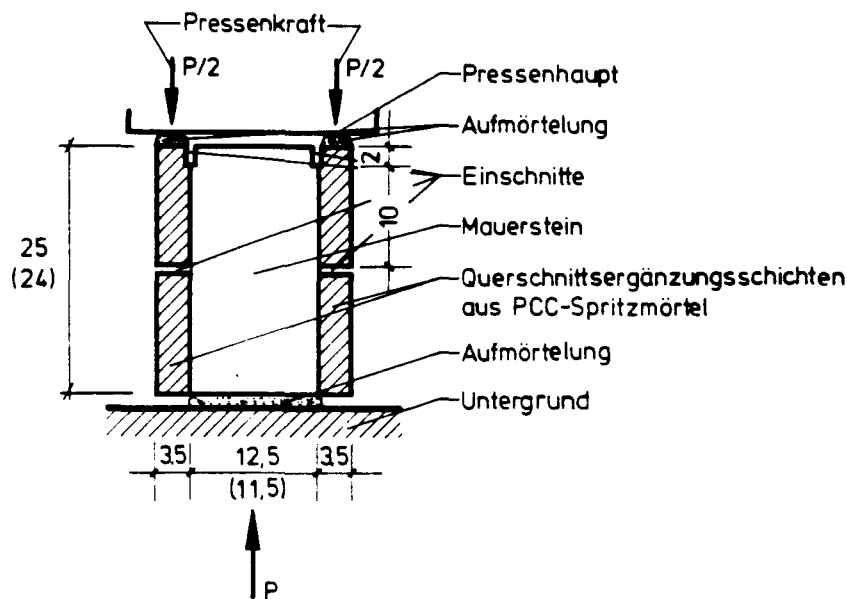


Bild 02: Versuchsaufbau zur Ermittlung der Haftscherfestigkeit von Querschnittsergänzungsschichten auf Mauerwerk

Zu Vergleichszwecken wurde die Scherfestigkeit der verwendeten Mauersteine bestimmt. Hierzu wurden Einzelsteine in gleicher Weise eingeschnitten, in den Versuchsstand eingebaut und geprüft wie die beschichteten Mauersteine.

An Prüfkörpern aus beidseitig mit Zementmörtel verputzten Mauersteinen wurden die geringsten Haftscherfestigkeiten gemessen. Es wurde stets ein Abscheren des Zementputzes von der Steinoberfläche festgestellt. Versuchskörper, bei denen PCC-Mörtel im Handeinbau auf eine nicht gesandstrahlte Mauersteinoberfläche aufgebracht worden war, konnten nicht geprüft werden, weil sich die Beschichtung trotz vorhandener Haftbrücke bereits während des Schneidens der Grundkörper von der Mauerwerksoberfläche ablöste.

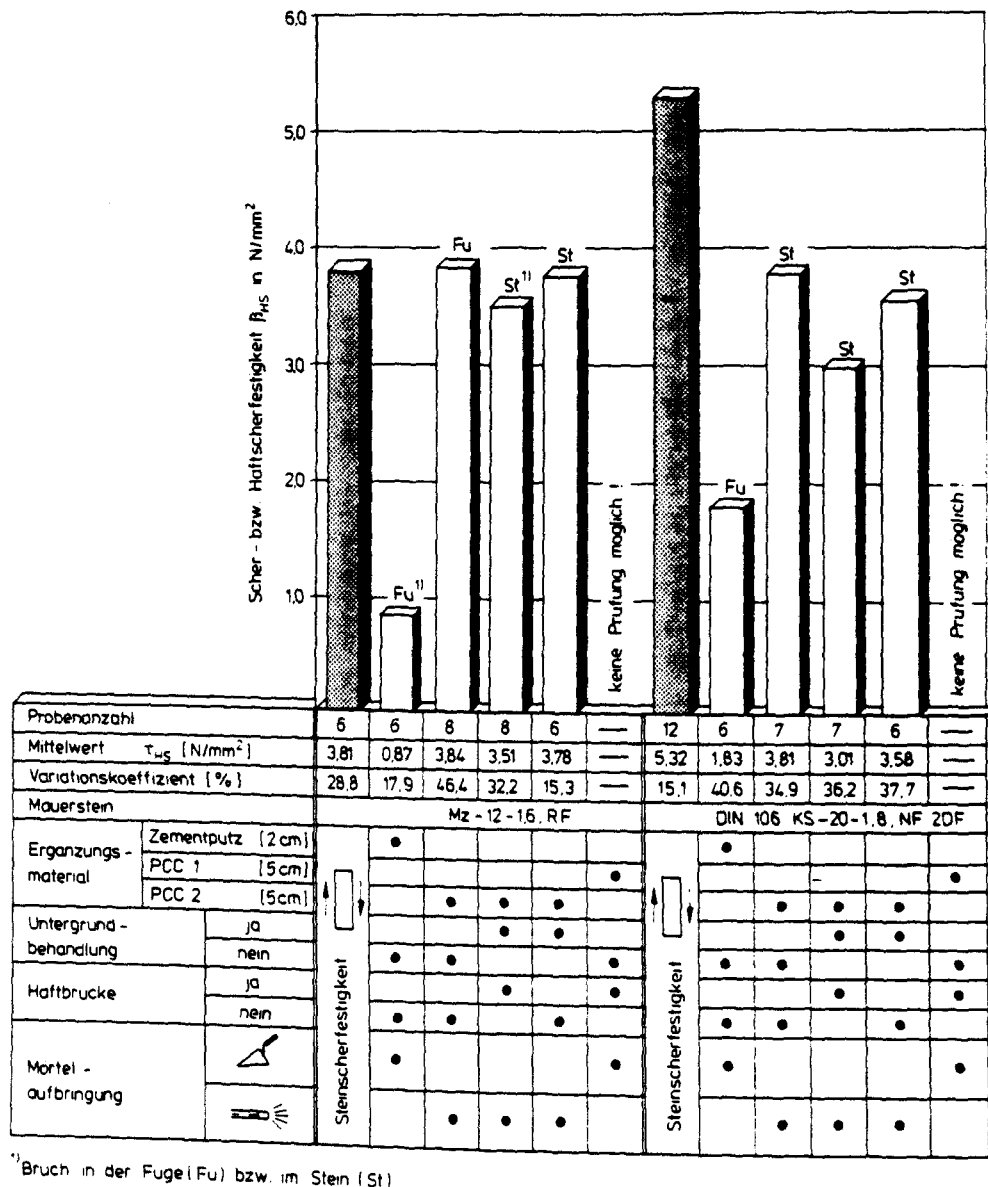


Bild 03: Ergebnisse von Prüfungen der Haftscherfestigkeit

In fast allen anderen Fällen wurden Scherbrüche hinter der Schichtgrenze im Bereich der Mauersteine festgestellt. Die Haftscherfestigkeiten entsprachen in etwa den Scherfestigkeiten der verwendeten Mauersteine. Durch die Versuchsergebnisse konnte der bereits aufgrund von Haftzugprüfungen zu erwartende gute Verbund von PCC-Spritzmörtel auf Mauerwerk bestätigt werden. Ein gründliches Reinigen der Mauerwerksoberfläche von Putzresten oder Verunreinigungen durch Sandstrahlen oder Hochdruckwasserstrahlen ist Voraussetzung für einen guten Haftverbund. Auf die Verwendung von Haftbrücken kann verzichtet werden.

4.2.4. PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Die Tabellen 09 und 10 enthalten Ergebnisse der Druckfestigkeits- und Zugfestigkeitsprüfungen an zylindrischen Prüfkörpern aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel, die durch Kernbohrungen aus Spritzproben entnommen worden waren.

Prüfkörper Ø (mm)	Prüfkörper- schlankheit h/d	Prüfkörper- alter (d)	Prüfkörper- anzahl n	Rohdichte ρ _{spf} (kg/dm ³)	Druckfestig- keit β _{D,spf} (N/mm ²)
80	1,0	28	3	2,307	52,10
80	1,0	123	6	2,266	70,36

Tabelle 09: Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen an Bohrkernen aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Prüfkörper Ø (mm)	Prüfkörper- schlankheit h/d	Prüfkörper- alter (d)	Prüfkörper- anzahl n	Rohdichte ρ _{spf} (kg/dm ³)	Zugfestig- keit β _{Z(I),spf} (N/mm ²)
80	2,0	28	6	2,29	3,08
80	2,0	181	6	2,25	4,94

1) Zugfestigkeit im Zustand I

Tabelle 10: Ergebnisse von Zugfestigkeitsprüfungen an Bohrkernen aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Während zusätzlicher last- und dehnungsgeregelter Druck- und Zugfestigkeitsuntersuchungen konnte neben dem E-Modul auch das Last-Verformungsverhalten des Stahlfaserspritzmörtels bestimmt werden. Der E-Modul betrug

$$E_{o,spf} = 34700 \text{ N/mm}^2$$

und ist somit etwas geringer als derjenige von nicht faserbewehrtem PCC-Spritzmörtel. Das Spannungsdehnungsverhalten von PCC-Stahlfaserspritzmörtel wird in Bild 106 dargestellt.

Bild 04 zeigt Spannungsdehnungslinien von zentrisch auf Zug beanspruchten Bohrkernen. Zur Erfassung des Nachbruchverhaltens faserbewehrten PCC-Mörtels wurden die Prüfungen dehnngeregelt durchgeführt.

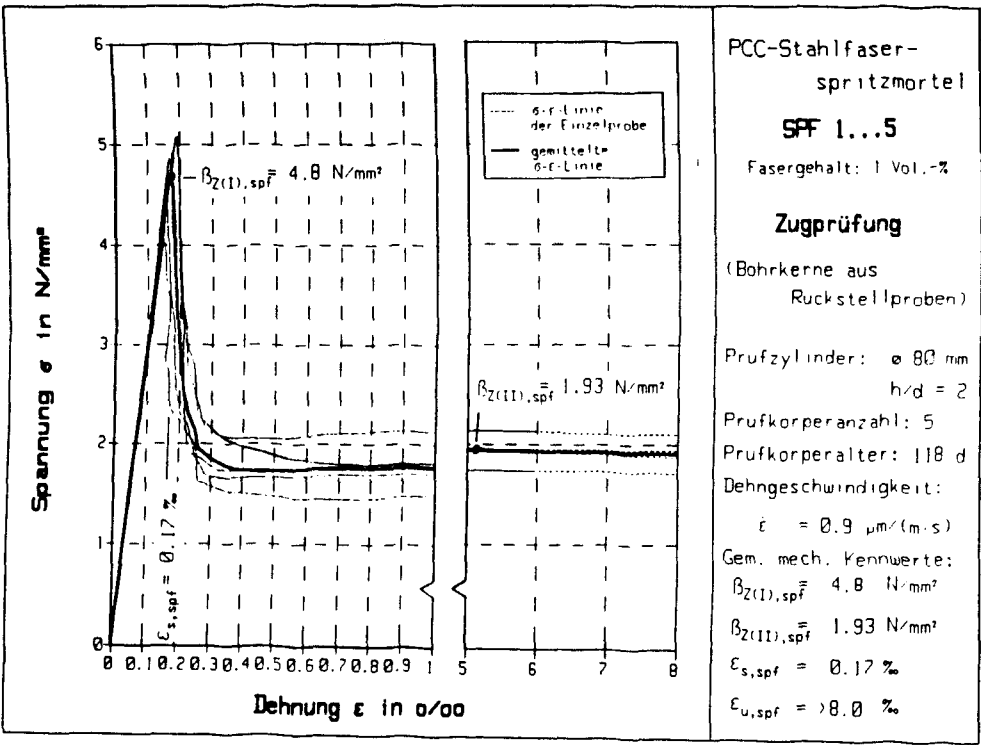


Bild 04: Spannungs-Dehnungslinien von auf zentrischen Zug beanspruchten Bohrkernen aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Im Gegensatz zu PCC-Mörtel ohne Faserzusatz (Bild 01) können Fasermörtel auch noch nach Überschreiten der Zugfestigkeit Zugspannungen in nennenswerter Größe über Dehnwege von bis zu 8 ‰ übertragen. Der Mittelwert der Nachrißfestigkeit $\sigma_{z(II),spf}$ betrug 1,93 N/mm².

4.2.5. Betonstahl

Tabelle 11 enthält die Ergebnisse von Zugfestigkeitsprüfungen nach DIN 488 Teil 5, die an Reststücken der Betonstahlmatten für die Bewehrung der Mauerwerkswände durchgeführt wurden.

Betonstahlmatte	R 188	R 221	R 317
Eingebaut in Wand Nr.	W4	W8 W9 W7	W5 W6
E-Modul E_s (N/mm^2)	198000	200000	210000
Nenn-Ø d_s (mm)	6,0/4,0	6,5/4,0	5,5 d/5
Ist-Ø d_s (mm)	5,92	6,41	5,44
A_s (mm^2)	27,5	32,26	23,26
<u>STRECKGRENZE:</u>			
$F_{0,2}$ (kN)	15,56	20,0	13,6
R_e (N/mm^2)	566	620	598,67
<u>ZUGFESTIGKEIT:</u>			
F_m (kN)	16,33	21,13	14,8
R_m (N/mm^2)	594	655,33	636,3
Bruchdehnung $\epsilon_{u,s}$ (%)	8,9	8,7	8,17
R_m/R_e	1,05	1,06	1,06

Tabelle 11: Ergebnisse von Betonstahlprüfungen

Die Streckgrenze der Betonstähle variierte zwischen $566 N/mm^2$ und $620 N/mm^2$; die Zugfestigkeit lag zwischen $594 N/mm^2$ und $655 N/mm^2$.

5.0 Rechnerische Überprüfung der Versuchsergebnisse raumhoher Wände

5.1. Statisches System

Alle Wandprüfkörper waren in ihren Kopf- und Fußpunkten gelenkig gelagert. Für die rechnerische Überprüfung der Versuchsergebnisse ist daher ein einfeldriges, beidseitig gelenkig gelagertes Stabwerk zu betrachten, das durch eine Normalkraft und durch eine gleichstreckenförmige Querlast beansprucht wird. Bild 05 zeigt die statischen Ersatzsysteme der Versuchswände W1 bis W10.

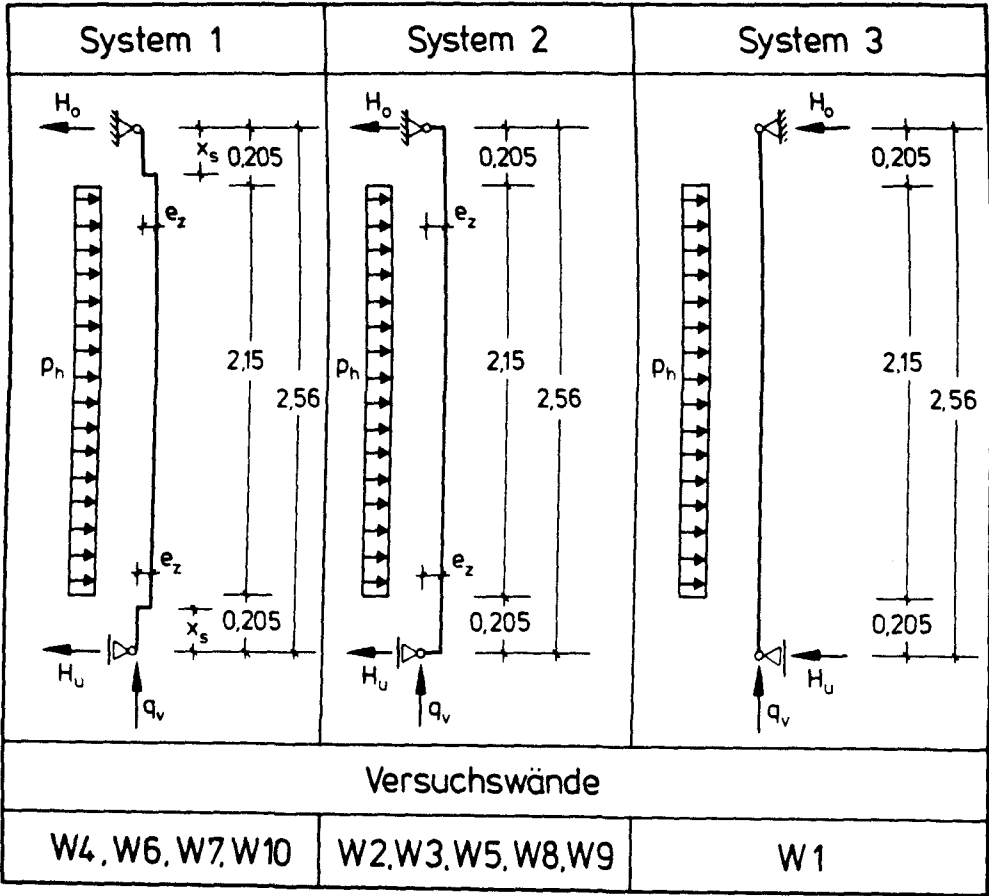


Bild 05: Statische Ersatzsysteme der Versuchswände

In Bild 05 bedeutet:

- q_v Vertikale Linienlast am Kopf- und Fußpunkt der Versuchswand unter Berücksichtigung des Wandeigengewichtes (kN/m)
- p_h Horizontale, gleichmäßig verteilte Belastung der Versuchswand nach Umrechnung des Luftkissendruckes p_L und der Luftkissenbreite b_K auf die Breite b_0 der Versuchswand

$$p_h = p_L \cdot 10^2 \cdot \frac{b_K}{b_0} \quad (\text{kN/m}^2)$$

- e_z Lastexzentrizität der Vertikallast q_v
- x_s Abstand vom Wandauflager bis zum Systemlinienversatz

Die Vertikallast wurde längs der Schwerlinie der Mauerwerksschicht in die verstärkte Mauerwerkswand eingeleitet. Da der Schwerpunkt des Verbundquerschnittes einseitig verstärkter Mauerwerkswände nicht mit dem Schwerpunkt der Mauerwerksschicht übereinstimmt, war bei den Versuchswänden W2 bis W10 eine exzentrische Lasteinleitung der Wandauflasten zu berücksichtigen (System 1 + 2, gemäß Bild 05).

Die beidseitig aufgetragenen Ergänzungsschichten der Versuchswand W1 hatten dieselbe Dicke, so daß hier von einer zentrischen Lasteinleitung der Vertikallasten auszugehen war (System 3).

5.2. Ermittlung von Schnittgrößen

5.2.1. Tragmodell

Im Gegensatz zu unverstärktem Mauerwerk können auf der Biegezugseite verstärkte Mauerwerkswände nennenswerte Zugkräfte übertragen. Im Zustand II sind daher keine Normalkräfte erforderlich, um den Gleichgewichtszustand zwischen inneren Kräften und äußeren Beanspruchungsgrößen im biegebeanspruchten Verbundquerschnitt aus Mauerwerk und Querschnittsergänzungsschicht zu gewährleisten. Das innere Biegemoment wird bei Mauerwerk mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten aus der Stahlzugkraft und dem Hebelarm z der inneren Kräfte gebildet. Auch bei Verwendung stahlfaserbewehrter Spritzmörtelbeschichtungen ist durch die rißüberbrückende Wirkung der Fasern die Aufnahme von Zugbeanspruchungen im Zustand II sichergestellt.

Die Untersuchungen an flächenhaft verstärkten Mauerwerkswänden hatten einen zur Biegemomentenlinie affinen Verlauf der Dehnungen von Betonstahlbewehrung oder der stahlfaserbewehrten Ergänzungsschicht ergeben (Bilder 80 und 82). Eine Bogenzugbandwirkung zwischen Biegedruckkraft im Mauerwerk und der Zugkraft in der Ergänzungsschicht konnte somit nicht festgestellt werden. Zur Beschreibung des Tragverhaltens flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände wurde daher ein Fachwerkmodell gewählt (Bild 06).

Die von der Wandmitte bis zu den Auflagerpunkten abnehmenden Dehnungen werden im Fachwerkmodell durch einen abgestuften Verlauf der Zuggurtkräfte erfaßt. Die Differenzzugkräfte ΔZ infolge der zwischen den Fachwerkknoten wirkenden unterschiedlich hohen Zuggurtkräften werden durch Haftverbund zwischen Mauerwerk und Querschnittsergänzungsschicht in höhergelegene Querschnittsbereiche zurückgeführt. Hierdurch entstehen Haftscher- und Haftzugspannungen τ_{HS} bzw. σ_{HZ} in der Kontaktfläche zwischen Mauerwerk und Spritzmörtelschicht. Die in Bild 06 gezeigte Konzentration von τ_{HS} und σ_{HZ} im Bereich der Fachwerkknoten ist eine vereinfachte Darstellung über die gesamte Verbundfläche kontinuierlich verteilt wirkender Haftspannungen.

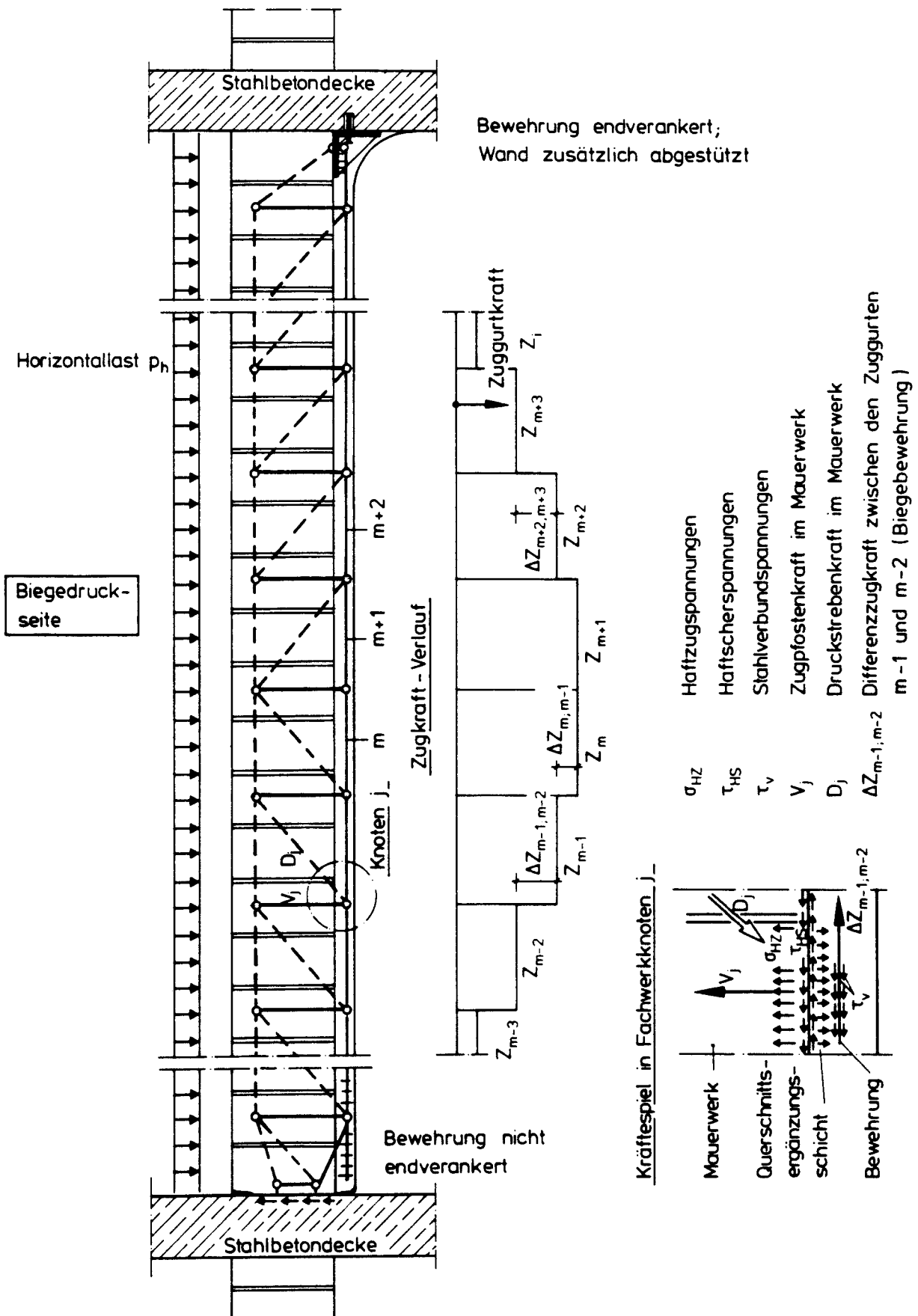


Bild 06: Fachwerkmodell zur Beschreibung des Tragverhaltens flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände

Die Mauersteine werden durch Biegedruckkräfte und auch durch Zugpfostenkräfte V_j des gedachten Ersatzfachwerkes beansprucht. Sie erhalten daher senkrecht zur Wandebene gerichtete Zugkräfte. In Vorversuchen an liegend geprüften verstärkten Mauerwerkspfählen mit hohem Bewehrungsgehalt der Ergänzungsschicht wurde ein Versagen des Prüfkörpers beobachtet, nachdem sämtliche Mauersteine nach und nach senkrecht zur Prüfkörperebene durchgerissen waren. Nach Ausfall der Zugpfosten entstand kurzfristig ein Druckbogen mit Zugband, dessen Zugbandkraft (die der maximalen Zuggurtkraft des Ersatzfachwerkes entspricht) durch Haftverbund im Bereich ungerissen verbliebener, auflagnaher Prüfkörperbereiche in das Mauerwerk eingeleitet wurde. Die Haftscherfestigkeit β_{HS} der Spritzmörtelschicht auf Mauerwerk wurde überschritten und der Verbundbruch schlagartig eingeleitet (Bild 07).

Verbundbrüche wurden bei der Prüfung geschoßhoher Wandstreifen nicht festgestellt. Diese Versagensart wird daher im folgenden nicht weiter untersucht und das Fachwerkmodell den anschließenden Betrachtungen zugrunde gelegt.

Die Ausbildung des Ersatzfachwerkes im Bereich des Kopf- und Fußpunktes verstärkter Mauerwerkswände ist von der Lasteinleitung der vertikalen Wandauflasten, dem Rotationsverhalten der Mauerwerkswand im Bereich des Wand-Decken-Knotens und dem Vorhandensein nachträglich angeordneter Wandanschlußkonstruktionen abhängig. Hierzu wird ausführlich im Abschnitt 6.0 Stellung genommen.

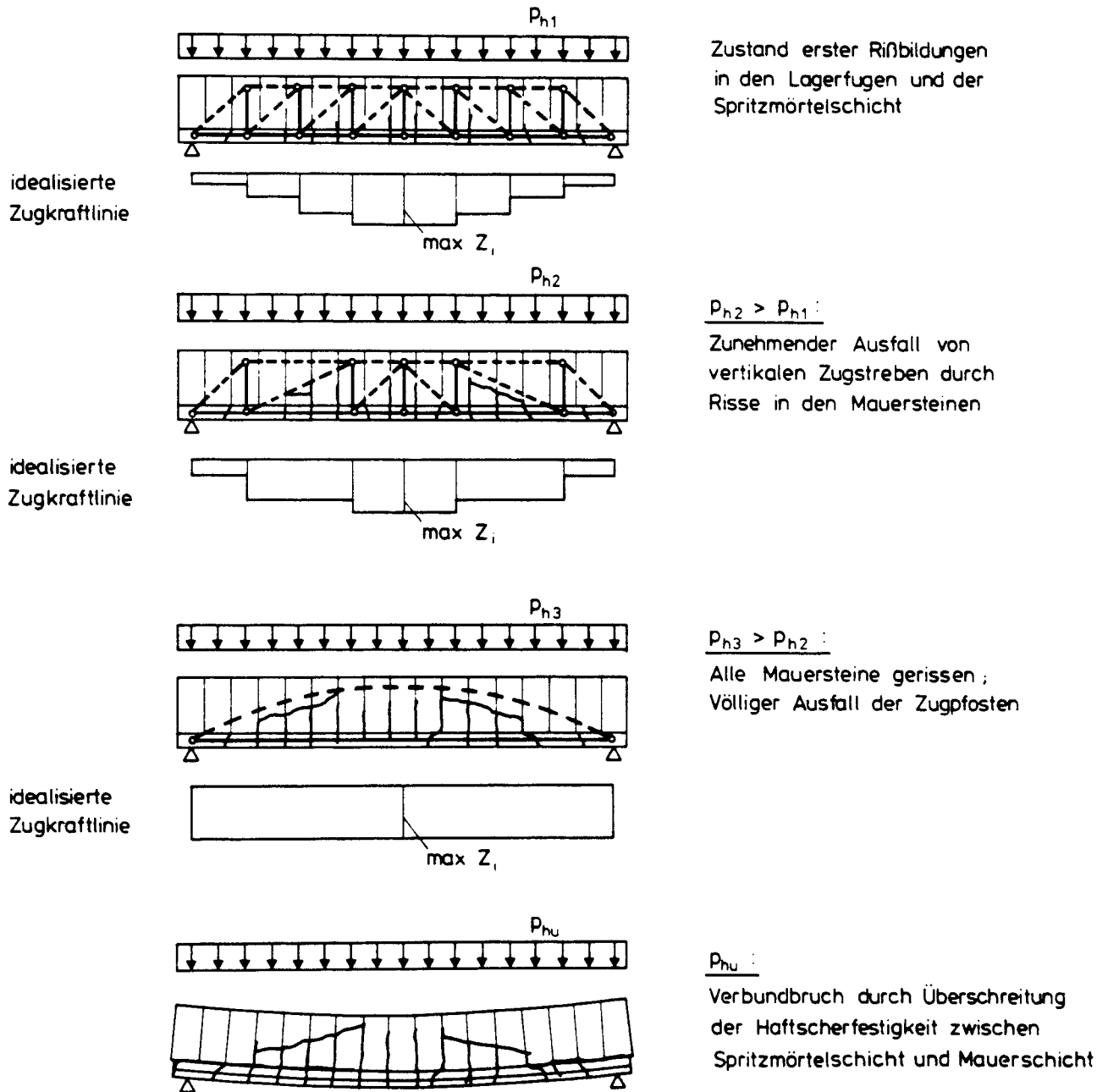


Bild 07: Übergang von der Fachwerk- zur Bogenzugbandtragwirkung eines flächenhaft verstärkten Mauerwerkskörpers kurz vor dem Verbundbruch

5.2.2. Zusammenstellung der Schnittgrößen

In der Tabelle 12 sind die aus den Meßwerten für

- Luftkissendruck im Bruchzustand p_L ,
- Wandauflast bzw. Normalkraft N_u der Prüfwand und
- maximale Durchbiegung im Bruchzustand $\max w$

zu ermittelnden maximalen Schnittgrößen nach Theorie I. und II. Ordnung aller Versuchswände zusammengestellt.

	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W8	W9	W10
Steinmaterial /Mörtelgruppe	Mz 12-1,8 RF/MG III	Mz 12-1,8 RF/MG III	KSV 28-1,8 3DF/MG III	Mz 12-1,8 RF/MG III	Mz 12-1,8 RF/MG III	Mz 12-1,8 RF/MG III	KSV 28-1,8 3DF/MG III	KSV 28-1,8 3DF/MG III	KSV 28-1,8 3DF/MG III	KSV 12-1,8 2DF/MG II
d_o [cm]	17,7	17,1	21,5	16,7	30,1	30,7	21,7	21,7	21,5	15,0
h_o/d_o	14,5	15,0	11,9	15,3	8,5	8,3	11,8	11,8	11,9	17,1
p_L [bar]	0,1116	0,2254	0,2816	0,1830	0,9468	0,4526	0,2002	0,5082	0,5952	0,0847
e_z [cm]	0	6,8	4,7	6,7	8,3	7,9	5,3	5,3	5,1	4,6
$\max w$ [mm]	0,54	17,33	9,31	13,01	21,76	3,68	4,53	20,02	23,52	10,57
N_u [kN/m]	63,74	55,08	56,81	57,21	57,27	57,50	56,57	131,51	202,91	187,73
M_F^I [kNm/m]	8,47	20,84	25,08	17,54	72,82	36,95	18,11	45,93	55,71	15,16
M_F^{II} [kNm/m]	8,47	21,79	25,61	18,28	74,07	37,16	18,37	48,56	60,48	17,14
$\alpha=M_F^{II}/M_F^I$	1,00	1,05	1,02	1,04	1,02	1,01	1,01	1,06	1,09	1,13

- h_o : Systemhöhe der Wand
- d_o : Wanddicke
- h_o/d_o : Schlankheit der Prüfwände
- p_L : Luftdruck im Bruchzustand, gemessen
- $\max w$: maximale Durchbiegung im Bruchzustand, gemessen
- N_u : Normalkraft in der Versuchswand im Bruchzustand
- M_F^I : Feldmoment nach Theorie I. Ordnung im Bruchzustand
- M_F^{II} : Feldmoment nach Theorie II. Ordnung im Bruchzustand
- α : Vergrößerungsfaktor des Feldmomentes infolge des Verformungseinflusses aus Theorie II. Ordnung

Tabelle 12: Aufnehmbare Schnittgrößen der Versuchswände

Die Rechenansätze zur Ermittlung der Schnittgrößen der geprüften Wände werden im folgenden formelmäßig wiedergegeben.

Ausgehend von den Systemskizzen des Bildes 05 betragen die horizontalen Lagerkräfte H_0 und H_u für

$$p_h = p_L \cdot 100 \cdot \frac{b_K}{b_0} \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$H_0 = H_u = 1,075 \cdot p_h \quad (\text{kN/m}^2)$$

Das Biegemoment nach Theorie I. Ordnung errechnet sich zu

$$M_F^I = 0,7972 \cdot p_h + q_v \cdot e_z \quad (\text{kNm/m})$$

Die Normalkraft N_u , welche in halber Wandhöhe wirkend angenommen wurde, errechnet sich aus den von unten wirkenden Pressenkräften unter Berücksichtigung des Wandeigengewichtes und der infolge des Pressenhubes mit anzuhebenden Stahlteile des Versuchsstandes. Das Zusatzmoment nach Theorie II. Ordnung

$$\Delta M^{II} = N_u \cdot w$$

ist dem Biegemoment M_F^I zuzuschlagen:

$$M^{II} = M_F^I + \Delta M^{II}$$

Zur Verdeutlichung des Verformungseinflusses aus der Theorie II. Ordnung wurde ein Vergrößerungsfaktor

$$\alpha = \frac{M_F^{II}}{M_F^I} \quad (\text{kN/m}^2)$$

in die Tabelle mit aufgenommen. Sein Zahlenwert soll Auskunft darüber geben, ob der Verformungseinfluß bei der Bemessung verstärkter Mauerwerkswände im bruchnahen Zustand zu berücksichtigen ist. Aus der Tabelle 12 ist zu entnehmen, daß mit Ausnahme der Wand W10 die Vergrößerung des Biegemomentes M_F^I durch ΔM^{II} aufgrund der geringen Wandauflasten unter 10 % bleibt.

5.2.3. Materialgesetze

Grundlage für die Formulierung der Materialgesetze für Mauerwerk, PCC-Spritzmörtel, PCC-Stahlfaserspritzmörtel und Betonstahl waren die in ergänzenden Untersuchungen ermittelten Spannungsdehnungslinien der verwendeten Werkstoffe. Die wichtigsten Kennwerte sind die Materialfestigkeiten bei Druck- bzw. Zugbeanspruchung, die dazugehörigen Verzerrungen und der Elastizitätsmodul. Bei der rechnerischen Überprüfung der Versuchsergebnisse wurde angestrebt, eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen den Kurvenverläufen in Materialuntersuchungen ermittelter Spannungsdehnungslinien und für die Berechnungen verwendeter Materialgesetze zu erreichen. Hierzu wurden aus der Literatur geeignete Spannungsfunktionen entnommen, die auch nach Überschreitung der Scheitelpunkte der Werkstoffkennlinien das Last-Verformungsverhalten der Einzelmaterialien durch Verwendung eines "abfallenden Astes" zutreffend beschreiben.

5.2.3.1. Mauerwerk

Zur mathematischen Beschreibung des Spannungsdehnungsverhaltens von Mauerwerk wurde ein nichtlinearer Rechenalgorithmus verwendet, in den die folgenden Kenngrößen eingehen:

- Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{D,mw}$,
- die dazugehörige Stauchung $\varepsilon_{s,mw}$ und
- den Ursprungsmodul $E_{0,mw}$.

In normierter Schreibweise mit

$$\delta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{s,mw}}$$

lautet der Rechenansatz für den Spannungsverlauf

$$\sigma(\delta) = \beta_{D,mw} [1 - (1 - \delta)^{n_1}]$$

Der Grad der Parabelfunktion n_1 wird durch

$$n_1 = \frac{E_{0,mw} \cdot \varepsilon_{s,mw}}{\beta_{D,mw}}$$

$$n_1 \geq 1,0$$

$$n_1 = 1 : \text{Gerade}$$

$$n_1 = 2 : \text{quadratische Parabel}$$

bestimmt. Der Ursprungsmodul $E_{0,mw}$ kann aus dem als Sekantenmodul in DIN 18 554 definierten Mauerwerks-Elastizitätsmodul $E_{D,mw}$ durch die Beziehung

$$E_{0,mw} = 1,1 \cdot E_{D,mw}$$

abgeschätzt werden.

Für $\varepsilon_{s,mw} = 2,0 \text{ ‰}$ und $n_1 = 2$ erhält man ein Werkstoffgesetz in Form einer quadratischen Parabel, wie es in DIN 1053 Teil 3 "Bewehrtes Mauerwerk" und EC 6 für den Bereich zunehmender Druckspannungen in Ansatz gebracht wird.

Der "abfallende Ast" der Spannungsdehnungslinie für Stauchungen $|\varepsilon| > |\varepsilon_{s,mw}|$ kann durch die hyperbolische Gleichung

$$\sigma(\delta) = \frac{\beta_{D,mw}}{1+n_2 (1 - \delta)^2}$$

$$\text{mit } \delta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{s,mw}}$$

$$\text{und } n_2 \geq 0$$

bestimmt werden. Mit $n_2 = 0$ wird eine konstante Verteilung der Mauerwerksdruckspannungen bei zunehmenden Stauchungen simuliert.

Bild 08 zeigt den allgemeinen Kurvenverlauf des durch die obigen Rechenansätze formulierten Materialgesetzes für druckbeanspruchtes Mauerwerk.

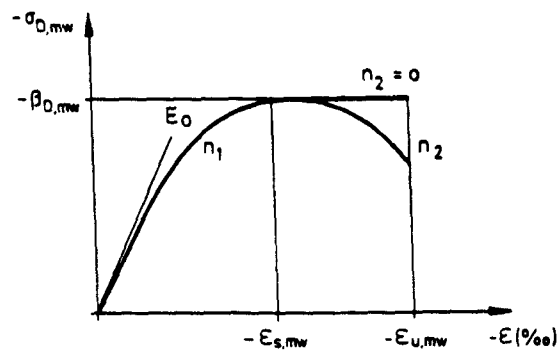


Bild 08: Werkstoffkennlinie druckbeanspruchten Mauerwerks

Bild 09 zeigt die gemittelte Werkstoffkennlinie der Mauerwerksprüfkörper KSA 1...3 (siehe auch Bild 94).

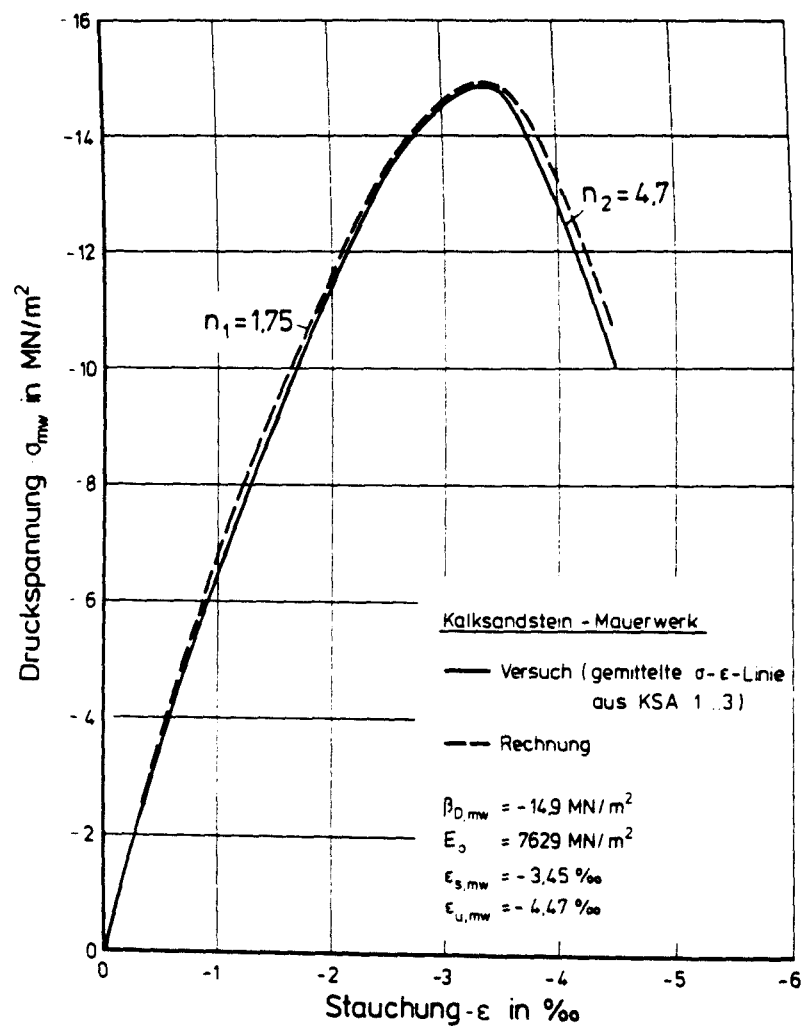


Bild 09: Gemessene und berechnete Spannungs-Dehnungsline von Mauerwerk am Beispiel der Normprüfkörper KSA 1...3

Zu Vergleichszwecken wurde der mit Hilfe der obigen Rechenansätze bestimmte Kurvenverlauf mit eingezeichnet. Man erkennt eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenem und theoretischem Kurvenverlauf.

Die Biegezugfestigkeit von Mauerwerk wurde nicht berücksichtigt.

Für Bauteilbemessungen wird empfohlen, das Parabel-Rechteck-Diagramm gemäß DIN 1053 Teil 3 und EC 6 als Materialgesetz für verstärktes Mauerwerk zu verwenden (Bild 10).

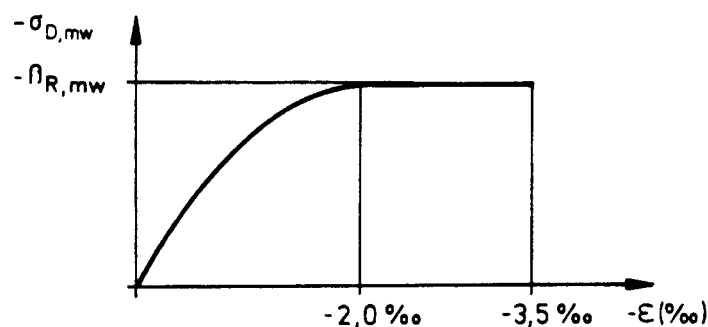


Bild 10: Materialgesetz druckbeanspruchten Mauerwerks gemäß DIN 1053 Teil 3 und EC 6

5.2.3.2. PCC-Spritzmörtel

Zur Formulierung eines Materialgesetzes druckbeanspruchten PCC-Spritzmörtels wurden die mechanischen Kennwerte aus Spritzproben geschnittener Prüfkörper verwendet. Als Rechengrundlage zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverlaufs diente die bereits im Abschnitt 5.2.3.1 beschriebene Spannungsfunktion.

Die zur Druckfestigkeit gehörende Stauchung wird aufgrund der Ergebnisse von Materialuntersuchungen (siehe Abschnitt 4.2.3) auf $-3,0 ‰$ festgelegt. Systematische Untersuchungen zur Ermittlung eines "abfallenden Astes" nach Erreichen der maximalen Druckspannungen wurden nicht durchgeführt. Es ist allerdings zu erwarten, daß nach Überschreitung des Spannungsmaximums - so wie auch bei der dehnngeregelten Druckprüfung von

Normalbeton - kein abrupter Spannungsabfall eintreten wird. Bis zum Vorliegen anderer Versuchsergebnisse wird für PCC-Spritzmörtel eine Bruchstauchung von $\epsilon_{u,sp} = -3,5 \text{ ‰}$ angenommen.

Bild 11 zeigt das verwendete Materialgesetz für druckbeanspruchten PCC-Spritzmörtel

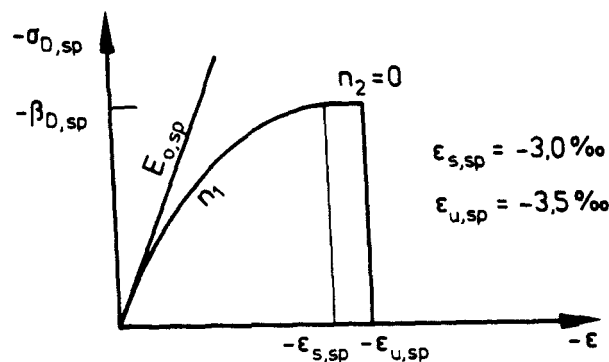


Bild 11: Werkstoffgesetz druckbeanspruchten PCC-Spritzmörtels

Die Spannungsfunktion lautet

$$\sigma(\epsilon) = \beta_{D,sp} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon}{-3,0} \right)^{n_1} \right] \quad \text{für} \quad |\epsilon| \leq |\epsilon_{s,sp}|$$

bzw. $\sigma(\epsilon) = \beta_{D,sp}$ für $|\epsilon_{s,sp}| < |\epsilon| < |\epsilon_{u,sp}|$

mit $n_1 = \frac{\epsilon_{s,sp} \cdot E_0}{\beta_{D,sp}}$

Für Bauteilbemessungen wird empfohlen, $n_1 = 2$ zu wählen. Der "ansteigende Ast" der Spannungs-Dehnungslinie wird dann in Form einer quadratischen Parabel berücksichtigt.

Zur Formulierung eines Materialgesetzes für zugbeanspruchten PCC-Spritzmörtel wurden die Werkstoffkennwerte von Mörtelprismen verwendet, die unter zentrischem Zug geprüft worden waren (siehe Abschnitt 4.2.2). In der Biegezugzone von Mauerwerkswänden angeordnete unbewehrte Ergänzungsschichten aus PCC-Mörtel verhalten sich im Beanspruchungsfall wie Zug-

glieder. Nach Überschreitung der Zugfestigkeit des PCC-Spritzmörtels können nur sehr geringe Zugspannungen aufgenommen werden (Bild 01). Bei betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten ist nach einsetzender Rißbildung die Mitwirkung des Spritzmörtels zwischen den Rissen zu berücksichtigen. Das Materialgesetz zugbeanspruchten PCC-Spritzmörtels war durch die Verwendung einer geeigneten Spannungsfunktion derartig flexibel zu formulieren, daß die o.g. Einflüsse berücksichtigt werden konnten.

Der zur Zugfestigkeit gehörende Dehnwert wurde aufgrund der Ergebnisse von Materialuntersuchungen auf $\epsilon_{sZ,sp} = 0,15 \text{ ‰}$ festgelegt. Als E-Modul wurde der Wert des druckbeanspruchten PCC-Spritzmörtels verwendet. Bis zum Erreichen des Zugfestigkeitswertes wird von einer linearen Spannungs-Dehnungslinie ausgegangen (Bild 12).

Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (tension stiffening) biege- oder zugbeanspruchter Stahlbetonbauteile wird "verschmiert" durch einen "abfallenden Ast" im Zugbereich der Beton-Arbeitslinie berücksichtigt. Da der "tension-stiffening"-Effekt auch bei flächenhaft verstärkten Mauerwerkswänden - mit Betonstahlbewehrung - nachweisbar ist, wird der "abfallende Ast" der Arbeitslinie zugbeanspruchten PCC-Spritzmörtels wie für Stahlbeton formuliert:

Ansteigender Ast:

$$\sigma(\epsilon) = \beta_{Z,sp} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_{sZ,sp}} \right)^{m_1} \right] \quad \begin{array}{l} 0 < \epsilon < \epsilon_{sZ,sp} \\ m_1 = 1 \end{array}$$

Abfallender Ast:

$$\sigma(\epsilon) = \beta_{Z,sp} \left[1 - \frac{\epsilon - \epsilon_{sZ,sp}}{\epsilon_{uZ,sp} - \epsilon_{sZ,sp}} \right]^{m_2} \quad \epsilon_{sZ,sp} < \epsilon < \epsilon_{uZ,sp}$$

Bild 12 zeigt die allgemeine Form des Werkstoffgesetzes für zugbeanspruchten PCC-Spritzmörtel. Die Exponenten m_1 und m_2 bestimmen den Verlauf der Werkstoffkennlinie. Infolge des linearen Spannungsanstieges ist $m_1 = 1$ zu setzen. Der Wert von m_2 ist durch Iterationsrechnungen dem im Versuch ermittelten Spannungs-Dehnungsverlauf anzupassen oder - bei Berücksichtigung des "tension-stiffening" - aus den Rechenansätzen des Abschnittes 5.3.3 zu bestimmen.

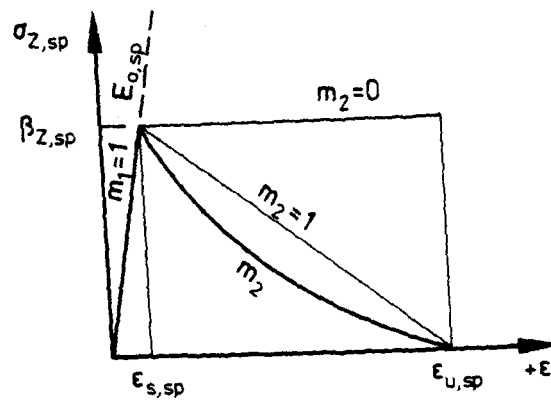


Bild 12: Werkstoffgesetz zugbeanspruchten PCC-Spritzmörtels

5.2.3.3. PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Trotz vielfältiger Untersuchungen liegen bisher keine einheitlichen Regelungen hinsichtlich der Umsetzung von Ergebnissen aus Materialprüfungen von Faserbetonen und -mörteln für Bemessungsmodelle vor.

Im Zusammenhang mit der Verstärkung von Mauerwerkswänden wird von der in der Literatur /7/ häufig zitierten Modellvorstellung ausgegangen, daß es sich bei den Stahlfasern um eine statistisch verteilte Bewehrung von Betonen oder Mörteln handelt. Die rißüberbrückende Eigenschaft der Fasern ist der einer normalen Betonstahlbewehrung vergleichbar, wobei der gerissenen, aber noch tragfähigen Ergänzungsschicht auf der Biegezugseite verstärkter Mauerwerkswände eine ideelle Zugfestigkeit zugewiesen wird.

Die Zugfestigkeit von Stahlfasermörteln oder -betonen vor dem Auftreten von Rissen kann durch die Gleichung

$$\beta_{Z(I),spf} = (K_1 + K_2 \cdot \frac{V_f}{100} \cdot \frac{1}{d}) \cdot \beta_{c,z}$$

berechnet werden /8/. Hierin bedeuten

$K_1 = 0,9 \dots 1,0$: Beiwert für die verringerte Verdichtungswilligkeit des Betons

$K_2 = 0,25$: Beiwert für die Faserorientierung

V_f : Fasergehalt (%)

$1/d$: Verhältnis von Faserlänge zu Faserdurchmesser

$\beta_{c,z}$: Zylinderzugfestigkeit des Betons ohne Fasern

Die Beiwerte K_1 und K_2 wurden für glatte Fasern aus Versuchen /8/ ermittelt. Ihre Übertragbarkeit aus Faserbeton mit gekröpften Fasern, wie sie bei der Verstärkung von Mauerwerkswänden verwendet wurden, wird in /9/ bestätigt. Nach Überschreitung der Zugfestigkeit $\beta_{Z(I),spf}$ im Zustand I ist die Höhe der im Zustand II übertragbaren Zugkräfte im wesentlichen vom Fasergehalt V_f und von der Fasergeometrie abhängig. Es ist

$$\beta_{Z(II),spf} = K_3 \cdot \frac{V_f}{100} \cdot \frac{1}{d} \cdot \beta_{WN}$$

mit $K_3 = 0,042$: für gerade Fasern
 β_{WN} : Nennfestigkeit von Beton;

Bei Verwendung gestauchter oder gekröpfter Fasern ist zu K_3 ein Korrekturfaktor K_4 zu addieren, der durch Materialuntersuchungen bestimmt wird. Der Ausdruck für $\beta_{Z(II),spf}$ lautet dann

$$\beta_{Z(II),spf} = (K_3 \cdot \frac{L}{d} + K_4) \cdot \frac{V_f}{100} \cdot \beta_{WN}$$

In eigenen Untersuchungen konnte $\beta_{Z(II),spf}$ auch noch bei Dehnungen $\varepsilon_Z > 8 \text{ ‰}$ übertragen werden (siehe Bild 04). Für Bemessungen wird eine Begrenzung der Zugdehnungen auf $\varepsilon_{uZ,spf} = 5 \text{ ‰}$ empfohlen.

Über die Steigerung der Druckfestigkeit von Mörtel oder Beton durch Stahlfasern wird in der Literatur /7...9/ kontrovers diskutiert. In eigenen Untersuchungen wurde eine geringfügige Verminderung der Druckfestigkeit um ca. 5 % festgestellt, was auf die geringere Verdichtungsfähigkeit von PCC-Stahlfaserspritzmörtel gegenüber nicht bewehrtem PCC-Spritzmörtel zurückgeführt werden kann.

Übereinstimmend wird in der Literatur der Einfluß von Fasern auf das Verformungsverhalten von Mörteln oder Betonen beschrieben. So sind die Bruchstauchungen $\epsilon_{u,spf}$ und die dem Scheitelwert der Druckspannungen zugeordneten Stauchungen $\epsilon_{s,spf}$ größer als bei Mörteln oder Betonen ohne Faserzusatz. Dieser Effekt konnte jedoch aufgrund der vergleichsweise geringen Prüfkörperanzahl bei den eigenen Untersuchungen nicht festgestellt werden. Im folgenden wird auf die Literaturaussage Bezug genommen.

In /10/ wird vorgeschlagen, ϵ_s und ϵ_u um einen vom Fasergehalt (V_f in %) abhängigen Faktor zu vergrößern. Demnach ist

$$\epsilon_{s,f} = \epsilon_s + a \cdot V_f$$

$$\epsilon_{u,f} = \epsilon_u + b \cdot V_f$$

Für Normalbeton mit $\epsilon_s = -2 \text{ ‰}$ und $\epsilon_u = -3,5 \text{ ‰}$ gilt bei Zusatz von Stahlfasern $a = 0,3$ und $b = 1,35$. Für PCC-Stahlfasermörtel liegen keine Versuchsergebnisse zur Bestimmung der Faktoren a und b vor. Daher werden die Werte von a und b für PCC-Mörtel zunächst übernommen und ϵ_s und ϵ_u wie bei unbewehrtem PCC-Mörtel mit $-3,0 \text{ ‰}$ bzw. $-3,5 \text{ ‰}$ angesetzt.

Das Werkstoffgesetz für druckbeanspruchten PCC-Stahlfasermörtel kann durch die Spannungsfunktion

$$\sigma(\epsilon) = \beta_{D,spf} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon}{3,0 + 0,3 V_f} \right)^2 \right] \text{ für } |\epsilon| \leq |\epsilon_{s,spf}|$$

$$\text{und } \sigma(\epsilon) = \beta_{D,spf} \quad |\epsilon_{s,spf}| < |\epsilon| < |\epsilon_{u,spf}|$$

beschrieben werden.

Bei Bauteilbemessungen wird der Druckfestigkeitswert $\beta_{D,spf}$ durch den Rechenwert der Druckfestigkeit von PCC-Stahlfasermörtel $\beta_{R,spf}$ ersetzt. Es gelten hierbei die üblichen Beiwerte zur Abminderung von $\beta_{D,spf}$ infolge der Einflüsse von Prüfkörpergröße und Verhältnis von Dauerstandsfestigkeit zu Kurzzeitfestigkeit.

Die Werkstoffkennlinie von PCC-Stahlfasermörtel wird in Bild 13 dargestellt.

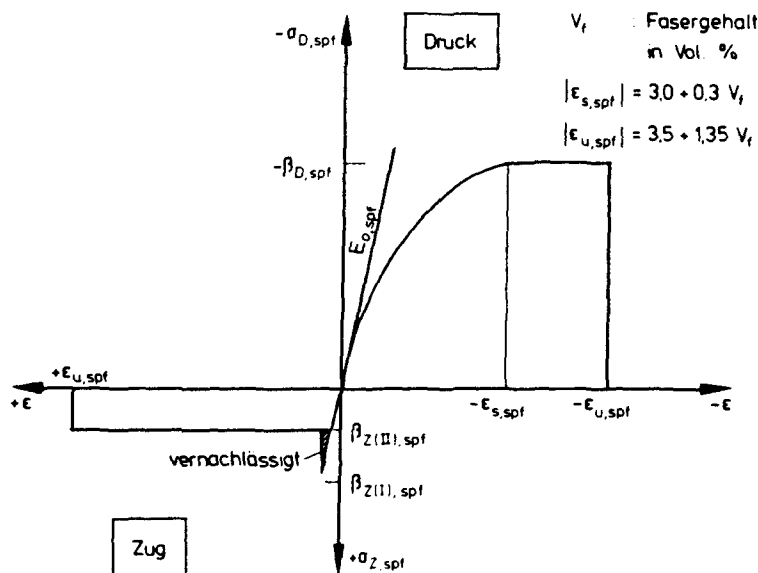


Bild 13: Werkstoffgesetz von PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Für Bauteilbemessungen können die angegebenen Formeln uneingeschränkt angewendet werden. Zur rechnerischen Überprüfung von Versuchsergebnissen wurden geringfügige Veränderungen vorgenommen. Sie betreffen im wesentlichen den Parabelanstieg im Druckbereich der Spannungs-Dehnungslinie und orientieren sich an den Ergebnissen der Materialuntersuchungen (siehe 4.2.4.).

5.2.3.4. Betonstahl

Es wurde abschnittsweise lineares Materialverhalten des Betonstahls gemäß Bild 14 angenommen.

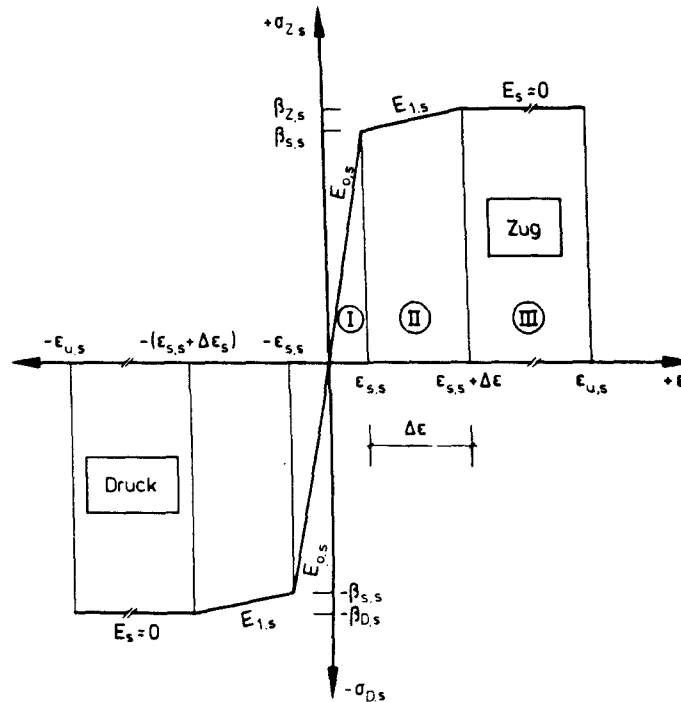


Bild 14: Werkstoffgesetz für Betonstahl

Im Druck- und Zugbereich wird gleiches Werkstoffverhalten unterstellt, z.B. gilt für den Zugbereich:

Bereich I: $\sigma(\varepsilon) = \varepsilon \cdot E_{0,s} \leq \beta_s$ $0 \leq \varepsilon < \varepsilon_{s,s}$

Bereich II: $\sigma(\varepsilon) = \beta_{s,s} + (\varepsilon - \varepsilon_{s,s}) \cdot E_{1,s} \leq \beta_{Z,s}$ $\varepsilon_{s,s} < \varepsilon < \varepsilon_{s,s} + \Delta\varepsilon_s$

Bereich III: $\sigma(\varepsilon) = \beta_{Z,s}$ $\varepsilon_{s,s} + \Delta\varepsilon_s < \varepsilon < \varepsilon_{u,s}$

5.2.4. Interaktion zwischen Biegemoment und Normalkraft

Aufgrund der Ergebnisse von Haftzug- und Haftscherprüfungen (siehe Abschnitt 4.2.3. und /3/) wurde der gute Verbund zwischen Ergänzungsschichten aus PCC-Mörtel und Mauerwerk nachgewiesen. Relativverschiebungen zwischen Mauerwerk und Spritzmörtelschicht waren bei der Prüfung geschoßhoher Wände derart gering, daß ihr Einfluß bei der Bestimmung der Traglast flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände zu vernachlässigen ist. Es wurde daher von starrem Verbund zwischen Mauerwerk und PCC-Spritzmörtelschicht ausgegangen.

Die Berechnung der überlagerten Schnittgrößen aus Biegemoment und Normalkraft für den Zustand unmittelbar vor Eintritt des Bruches geschieht durch Auswertung der Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma N = 0$ und $\Sigma M = 0$ für die Grenzzustände von Dehnung und Spannung des verstärkten Mauerwerksquerschnittes. Bild 15 zeigt beispielhaft Spannungs- und Dehnungszustände eines beidseitig durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkten Mauerwerksquerschnittes.

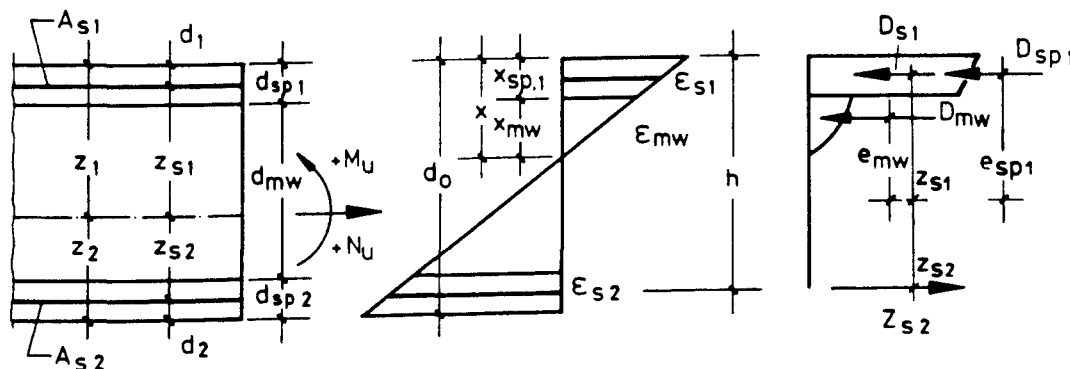


Bild 15: Spannungs- und Dehnungszustände beidseitig verstärkten Mauerwerks

Es gelten folgende Annahmen und Voraussetzungen

- Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte und Senkrechtstehen der Querschnitte auf der verformten Stabachse (d.h. Schubverzerrungen werden vernachlässigt).
- Auftretende Verformungen bleiben klein gegenüber den Systemabmessungen.
- Der Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe ist linear und verläuft stetig über die Verbundfuge hinweg.

Die Überlagerung von Biegemoment und Normalkraft kann in Form von Interaktionsdiagrammen graphisch dargestellt werden. (Bilder 16 bis 18). Die in Bauteilversuchen gemessenen Bruchschnittgrößen sind als Einzelpunkte in den entsprechenden Interaktionsdiagrammen eingetragen. Zur Verdeutlichung der Verstärkungswirkung von flächenhaften Querschnittsergänzungen werden die Interaktionskurven für unverstärktes Mauerwerk mit angegeben.

Es wurde eine auf die Querschnittsabmessungen der Mauerwerksschicht b_0 und d_{mw} sowie die Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{D,mw}$ normierte Darstellung der Schnittgrößenkombinationen n_u und m_u gewählt.

Bild 16 zeigt Interaktionskurven für Mauerwerk, das einseitig auf der Biegezugseite durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkt wurde. Bei der Berechnung der Kurvenverläufe wurden die in Materialuntersuchungen bestimmten Spannungs-Dehnungslinien als Materialgesetze der Einzelwerkstoffe verwendet.

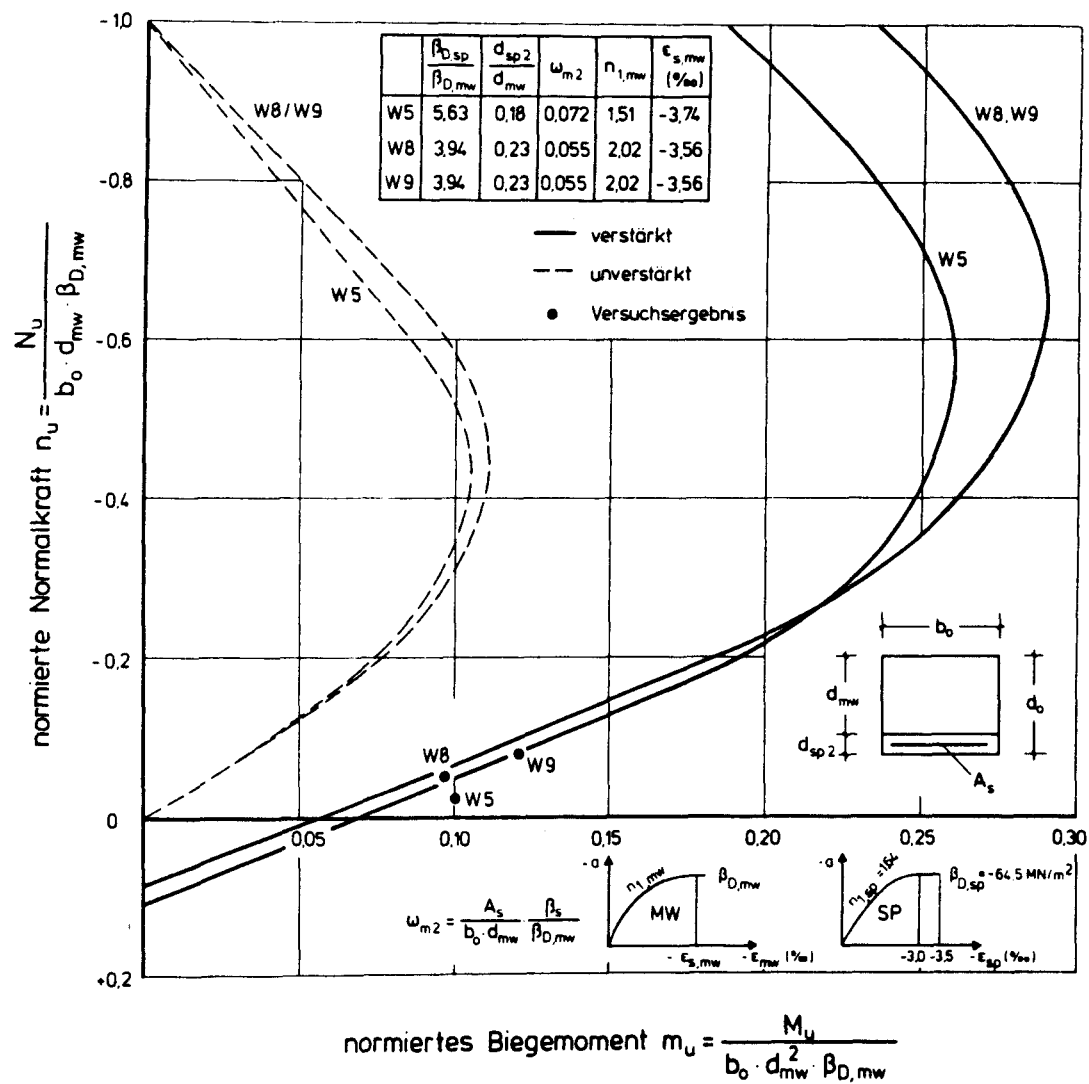


Bild 16: Interaktionsdiagramme von Mauerwerk mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten

Die Einzelpunkte im Versuch gemessener n_u - m_u -Kombinationen weichen nur geringfügig von den Kurvenverläufen theoretischer Bruchschnittgrößenwerte ab.

Die Interaktionskurven für verstärktes Mauerwerk schneiden die Abszissenachse außerhalb des Koordinationsursprungs. Verstärktes Mauerwerk ist in der Lage, auch bei nicht vorhandenen Auflasten (Normalkräften) Biegemomente aus äußeren Lasten aufzunehmen. Wenngleich dieser Fall in der Praxis nicht gegeben ist, so können doch relativ niedrige Wandauflasten

bei ein- oder zweigeschossigen Gebäuden durchaus auftreten. Das Verhältnis der Bruchschnittgrößen von verstärktem zu unverstärktem Mauerwerks ist hier besonders hoch. Für die Wände W5, W8 und W9 beträgt der Verstärkungsfaktor ca. 400 %.

Bild 17 zeigt Interaktionskurven von Mauerwerk, das auf der Biegezugseite durch eine stahlfaserbewehrte Ergänzungsschicht verstärkt wurde. Die der Berechnung zugrunde gelegten Werkstoffgesetze entsprechen den in Materialuntersuchungen ermittelten Spannungs-Dehnungslinien der Einzelbaustoffe von Wand W2 und W3.

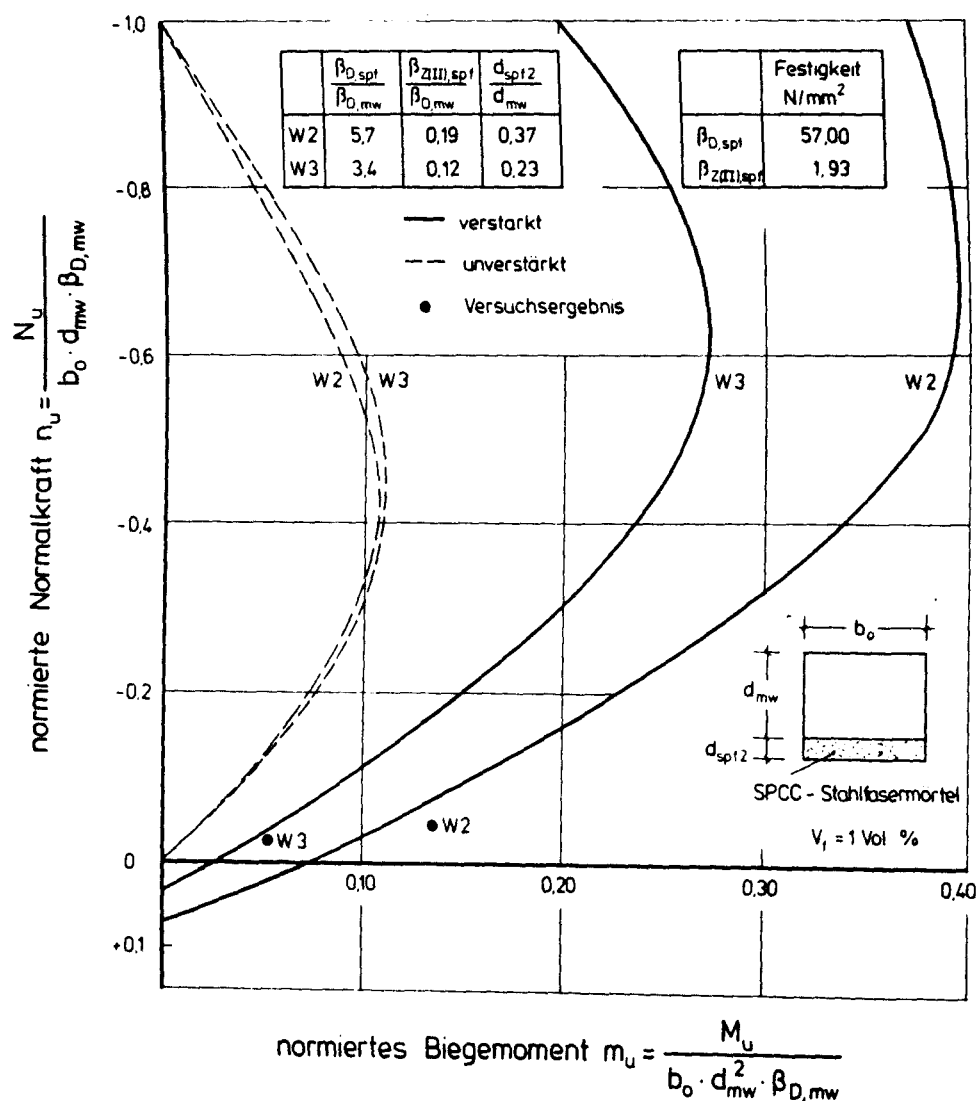


Bild 17: Interaktionsdiagramm für einseitig durch stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten verstärktes Mauerwerk

Die gemessenen Grenzschnittgrößen weichen nur geringfügig von den theoretischen m_u - n_u -Kombinationen ab.

Aus dem Vergleich der Interaktionslinien verstärkten und unverstärkten Mauerwerks wird deutlich, daß durch Anbringung stahlfaserbewehrter Ergänzungsschichten die Biegetragfähigkeit von Mauerwerk mit geringer Normalkraftbeanspruchung wesentlich erhöht werden kann. Infolge des duktilen Werkstoffverhaltens des Stahlfasermörtels bei Zugbeanspruchung können auch bei größeren Dehnungen auf der Biegezugseite des Tragquerschnittes Zugkräfte in der Spritzmörtelschicht übertragen werden.

Da die Versuchswände W2 und W3 unterschiedliche Verhältnisse von Mauerwerksdicke zu Dicke der Spritzmörtelschicht aufweisen, waren in Bild 17 zwei unterschiedliche Interaktionskurven für verstärktes Mauerwerk darzustellen.

Die Größe des Verstärkungsfaktors ist somit u.a. von der Dicke der Spritzmörtelschicht abhängig. So wurde bei W2 ($d_{spf2}/d_{mw} = 0,37$) im Vergleich zu unverstärktem Mauerwerk eine Steigerung des aufnehmbaren Biegemomentes um 500 % festgestellt. Bei der Wand W3 betrug das d_{spf2}/d_{mw} -Verhältnis hingegen 0,23. Die Erhöhung des aufnehmbaren Bruchmomentes betrug hier ca. 300 %.

Bild 18 zeigt Interaktionskurven von Mauerwerk, das einseitig bzw. beidseitig durch unbewehrte Querschnittsergänzungsschichten aus PCC-Spritzmörtel verstärkt wurde. Als Materialgesetz wurden die in Materialuntersuchungen ermittelten Spannungs-Dehnungslinien der Einzelwerkstoffe verwendet.

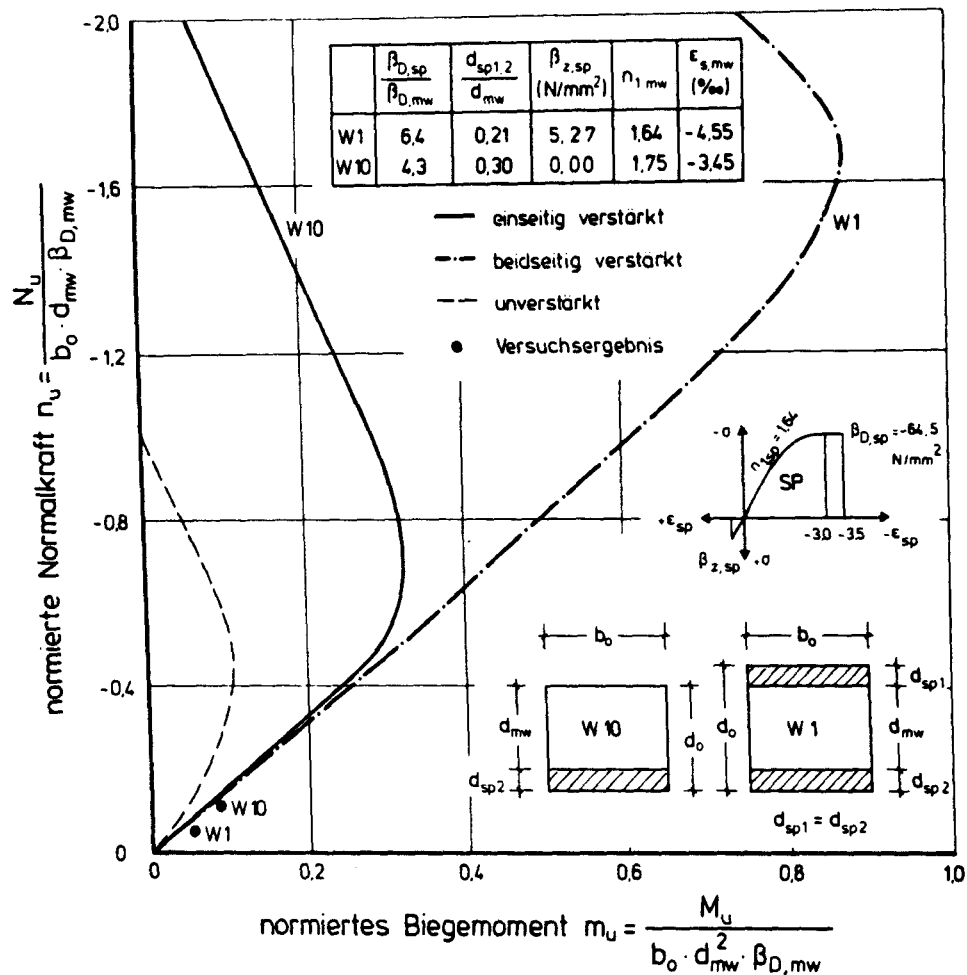


Bild 18: Interaktionsdiagramm für einseitig bzw. beidseitig durch unbewehrte Ergänzungsschichten verstärktes Mauerwerk

Für W1 wurde eine Zugfestigkeit der Spritzmörtelschale von 5,27 N/mm² angesetzt. Dies entspricht dem Maximalwert in zentrischen Zugprüfungen an PCC-Spritzmörtelprismen gemessenen Spannungen (siehe 4.2.2.). Die Bruchdehnung $\epsilon_{u,sp}$ beträgt 0,15 ‰. Bei der rechnerischen Überprüfung der Versuchsergebnisse von Wand W10 wurde die Zugfestigkeit der Spritzmörtelschicht vernachlässigt.

Die Berücksichtigung der Zugfestigkeit der Spritzmörtelschicht wirkt sich bei kleinen Normalkräften nicht auf die Größe des aufnehmbaren Biegemomentes aus. Im Bruchzustand treten wesentlich größere Grenzdehnungen als 0,15 ‰ auf, so daß Zugkräfte in der Spritzmörtelschale nicht mehr übertragen werden können. Sämtliche Interaktionslinien schneiden die Abszissenachse im Koordinatenursprung. Wie bei unverstärktem Mauerwerk

wird das Bruchmoment der verstärkten Wände als Produkt von Biegedruckkraft D_{mw} und dem Abstand von D_{mw} bis zum Schwerpunkt des Tragquerschnittes gebildet. Die geringfügige Steigerung des aufnehmbaren Bruchmomentes resultiert aus der Verschiebung der Schwerpunktslage infolge der Querschnittsergänzung durch die Spritzmörtelbeschichtung. Sie ist geringer als bei der Verstärkung mit betonstahl- oder faserbewehrten Querschnittsergänzungsschichten, weil dort der Hebelarm der inneren Kräfte bis zum Schwerpunkt der Biegebewehrung reicht.

Die als Einzelpunkte dargestellten gemessenen m_u - n_u -Kombinationen der Wände W1 und W10 liegen dicht neben den theoretischen Grenzlinien.

5.3. Rechnerische Überprüfung der gemessenen Durchbiegungen

5.3.1. Erläuterung des Rechenverfahrens

Mauerwerkswände, die durch bewehrte Ergänzungsschichten verstärkt werden, sind wegen ihres mehrschichtigen Aufbaus aus unterschiedlichen Baustoffen den Verbundbauteilen zuzuordnen. Ihr Trag- und Verformungsverhalten wird durch die mechanischen Eigenschaften der im Tragquerschnitt durch Haftverbund schubfest miteinander gekoppelten Einzelbaustoffe bestimmt. Aufgrund des unterschiedlichen Werkstoffverhaltens dieser Baustoffe ist es zweckmäßig, den Mehrstoffquerschnitt mit Hilfe eines Elementrasters in eine größere Anzahl starr miteinander verbundener Querschnittselemente zu gliedern.

Eine Unterteilung der Mauerwerkswand in einzelne Stababschnitte der Länge Δx längs der Bauteilhöhe ermöglicht die Einbeziehung horizontaler Flächenlasten in Form senkrecht zur Stabachse gerichteter Knotenlasten.

Aufgrund der umfangreichen Werkstoff-, Geometrie- und Belastungsparameter wurde die Überprüfung der Untersuchungsergebnisse von verstärkten Mauerwerkswänden mit Hilfe eines Rechenprogramms durchgeführt. Hierfür wurde das institutseigene Programmsystem STABA-F verwendet. Einzelne Unterprogramme von STABA-F wurden im Hinblick auf eine allgemeine Formulierung

barkeit von Werkstoffkennlinien den Besonderheiten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände angepaßt.

Zur Ermittlung der Querschnittssteifigkeit wird ein Elementraster über den Verbundquerschnitt gelegt, welches bei einfach symmetrischen Querschnitten nur bis zur z-Achse vereinbart zu werden braucht, siehe Bild 19: Elementierung des Tragquerschnittes und der Stablänge.

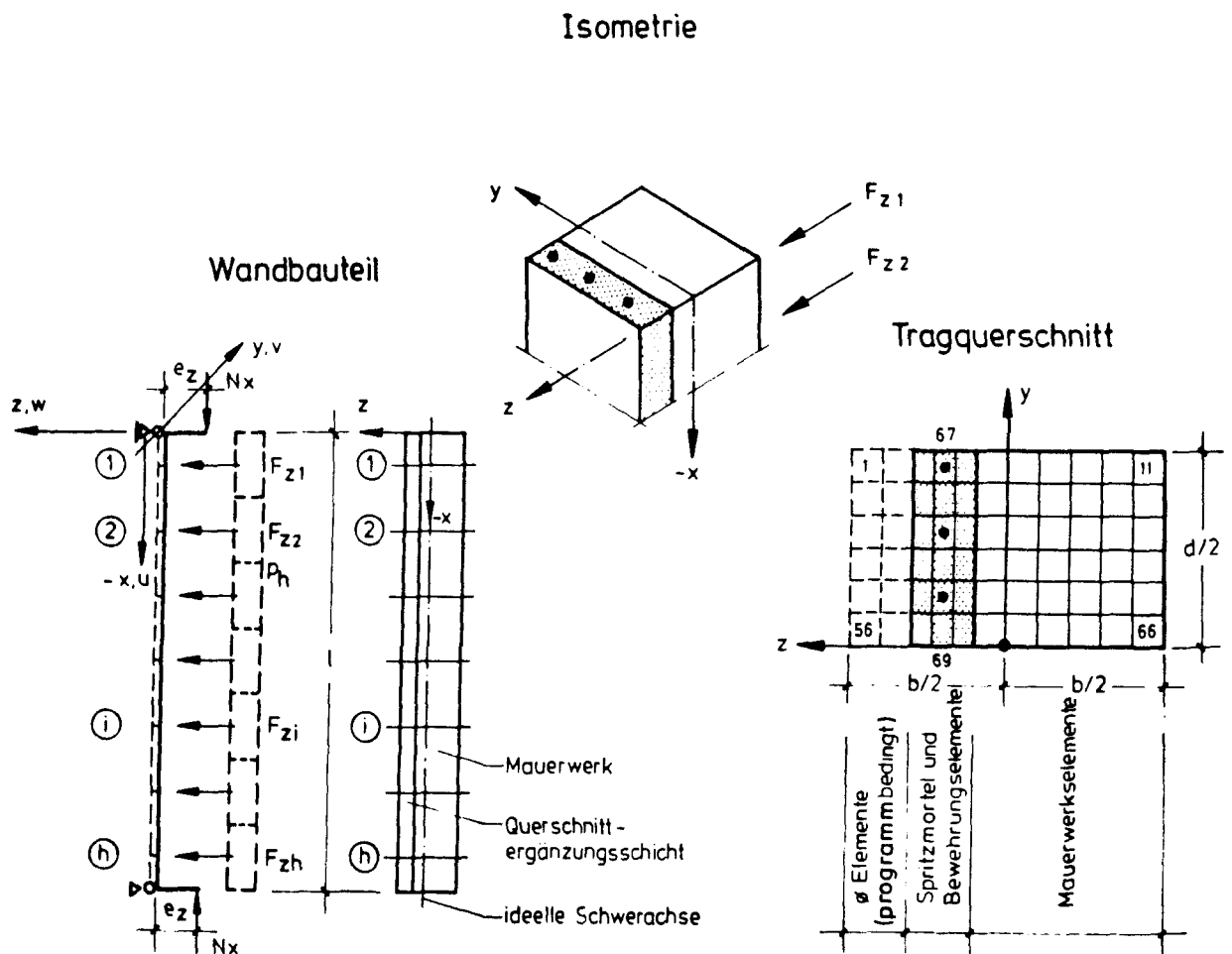


Bild 19: Elementierung einer verstärkten Mauerwerkswand mit einseitiger Querschnittsergänzung

Die normalkraftabhängigen Momenten-Krümmungsbeziehungen werden punktweise für vorgegebene Krümmungen k_z bestimmt und lassen sich in Form von Momenten-Krümmungslinien (M-k-Linien) darstellen. Die Größe der Durchbiegungen bei Steigerung der Horizontallasten ist von der Form der M-k-Linie abhängig. Diese wird u.a. von

- kriech- und schwindbedingten Eigenspannungen des Verbundquerschnittes und
 - der Mitwirkung der Spritzmörtelschicht auf Zug zwischen den Rissen
- bestimmt.

Ausführungen hierzu sind den Abschnitten 5.3.2 und 5.3.3 zu entnehmen.

Die Zustandsgrößen M_y , Q_z , $w(x)$ und φ werden mit Hilfe des Reduktionsverfahrens in Verbindung mit Übertragungsbedingungen bestimmt. Einflüsse physikalischer und geometrischer Nichtlinearitäten werden berücksichtigt.

Auf eine Wiedergabe der Gleichungen zur Ermittlung der unbekannten Schnittgrößen und Verformungen wird verzichtet. Zusätzliche Hinweise hierzu und zur weitergehenden Programmbeschreibung von STABA-F sind /11/ zu entnehmen.

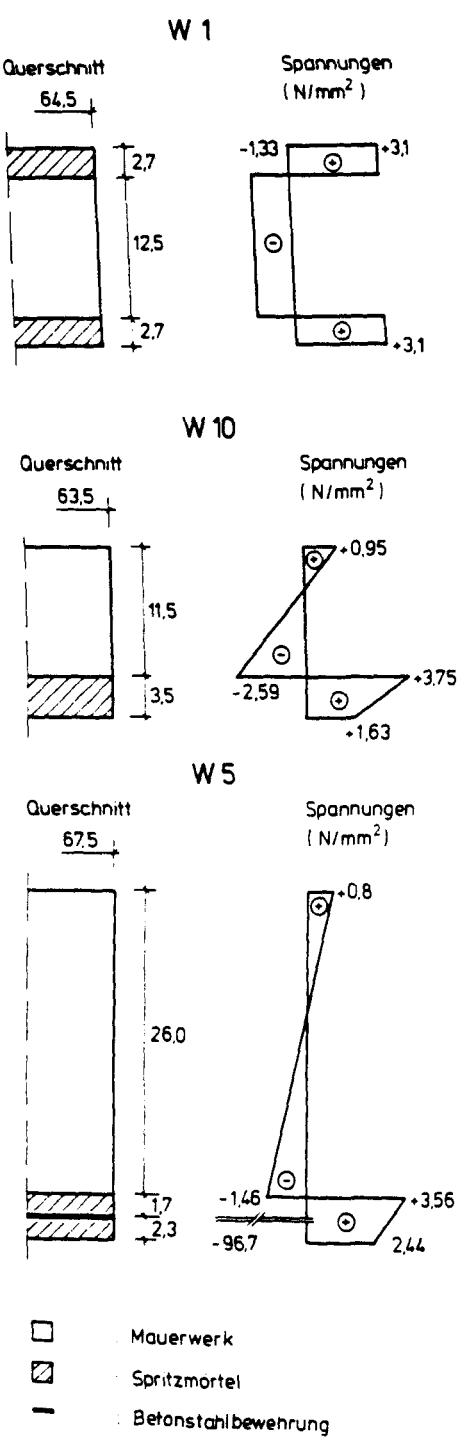
5.3.2. Beanspruchungen aus Eigenspannungen infolge behinderten Schwindens der Spritzmörtelschicht

Infolge des behinderten Schwindens des Spritzmörtels der Ergänzungsschicht entstehen Eigenspannungen im Tragquerschnitt flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände. Hierdurch kann die anrechenbare Zugfestigkeit des PCC-Mörtels erheblich vermindert werden.

Mit Hilfe eines von Frey /12; 13;14/ entwickelten Verfahrens wurde der Verlauf und die Größe der zu erwartenden Eigenspannungen berechnet.

Bild 20 zeigt beispielhaft Eigenspannungsverläufe der Mauerwerkswände W1, W10 und W5. Kriech- und Schwindbeiwerte wurden in eigenen Materialunter-

suchungen aus Kostengründen nicht ermittelt, sondern aus der Literatur /17; 18/ entnommen.



	Wandquerschnitt W 1	
	MW	SP
A_j [m ²]	0,0806	2 x 0,0174
E_j [MN/m ²]	3648	35250
$n = \frac{E_j}{E_i}$ [-]	1	9,66
$\epsilon_{s,t}$ [mm/m]	-	- 0,8 · 10 ⁻³
φ [-]	1,33	3,07
ρ [-]	0,43	0,80

	Wandquerschnitt W 10	
	MW	SP
A_j [m ²]	0,073	0,0222
E_j [MN/m ²]	7629	35250
$n = \frac{E_j}{E_i}$ [-]	1	4,62
$\epsilon_{s,t}$ [mm/m]	-	-0,84 · 10 ⁻³
φ [-]	0,77	2,97
ρ [-]	0,56	0,8

	Wandquerschnitt W 5		
	MW	SP	Bew.
A_j [m ²]	0,1755	0,02677	2,326 · 10 ⁻⁴
E_j [MN/m ²]	5250	35250	200600
$n = \frac{E_j}{E_i}$ [-]	1	6,71	38,21
$\epsilon_{s,t}$ [mm/m]	-	-0,77 · 10 ⁻³	-
φ [-]	1,33	2,88	0
ρ [-]	0,43	0,8	1,0

Bild 20: Eigenspannungen verstärkter Mauerwerksquerschnitte infolge behinderten Schwindens der Ergänzungsschicht aus PCC-Spritzmörtel

Man erkennt, daß der größte Teil der mit $\beta_{Z,sp} = 5,3 \text{ N/mm}^2$ in Materialuntersuchungen ermittelten Zugfestigkeit des PCC-Spritzmörtels infolge des behinderten Schwindens der Querschnittsergänzungsschicht aufgezehrt wird.

Die Eigenspannungen beeinflussen das Verformungsverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände. Aufgrund des verminderten Rißlastmomentes tritt die Rißbildung bereits bei kleineren Lasten auf. Daher sind Einflüsse aus behindertem Schwinden bei der Berechnung der Momenten-Krümmungsbeziehungen zu berücksichtigen. Hierüber wird an anderer Stelle berichtet.

5.3.3. Mitwirkung des Spritzmörtels auf Zug zwischen den Risse von betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten

Mit Beginn der Rißbildung ist in flächenhaft verstärkten Mauerwerkswänden die Zugfestigkeit des PCC-Mörtels in der Biegezugzone noch nicht erschöpft.

Nach Überschreitung eines Kleinstwertes der Spritzmörtelzugfestigkeit entsteht ein erster Riß, der einen fortschreitenden Prozeß zunehmender Rißbildung ankündigt. Die Rißbildung ist abgeschlossen, wenn ein oberer Grenzwert der Zugfestigkeit des Spritzmörtels überschritten ist. Normalkraft-Verformungsdiagramme zentrisch gezogener Stahlbetonstäbe zeigen, daß nach Abschluß der Rißbildung ein nicht unerheblicher Abstand zwischen im Versuch ermittelter Zugkraft-Verformungskurve und einer theoretischen Linie besteht, die den reinen Zustand II charakterisiert. Dieser Abstand beschreibt die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (tension stiffening) (Bild 21).

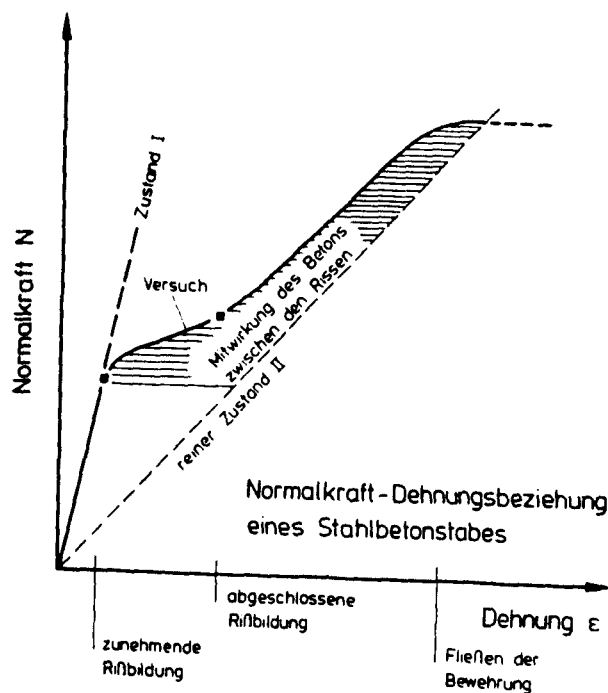


Bild 21: Normalkraft-Verformungsdiagramm zentrisch gezogener Stahlbetonstäbe /19/

Die in Bild 21 dargestellte Kurvenform ist auch bei Momenten-Krümmungs-linien von Mauerwerkswänden erkennbar, die durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkt worden sind (Bild 22).

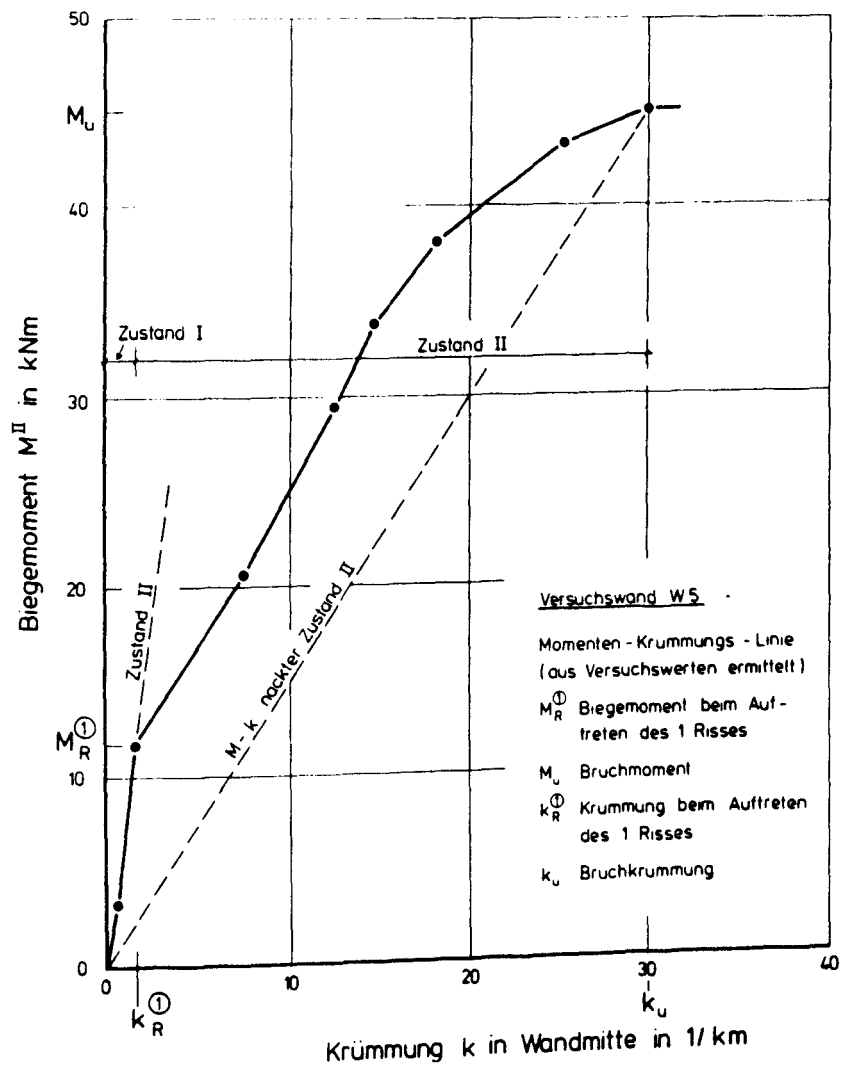


Bild 22: M-k-Linie der Versuchswand W5

Der "tension stiffening"-Effekt kann mit Hilfe der mathematischen Funktion für den "abfallenden Ast" im Zugbereich der Arbeitslinie des PCC-Mörtels berücksichtigt werden. Dies geschieht durch den Exponenten m_2 , dessen Größe durch die Gleichung

$$m_2 = \frac{\lg(\sigma_{sp,RiB\ 2} / \beta_{sp,95})}{\lg(1 - \frac{\epsilon_{s2,m} - \epsilon_{Z,sp}}{\epsilon_{Zu,sp} - \epsilon_{Z,sp}})}$$

zu bestimmen ist. Hinsichtlich der Herleitung dieser Formel wird auf die Literatur /19; 20/ verwiesen.

5.3.4. Wiedergabe und Kommentierung der berechneten Durchbiegungen

Die Übereinstimmung von im Versuch gemessenen und rechnerisch ermittelten Last-Verformungskurven ist ein Gradmesser für die Richtigkeit des verwendeten Tragmodells. Daher wird im folgenden der Verlauf rechnerischer und gemessener Durchbiegungsverläufe gegenübergestellt. In Tabelle 34 sind die Zahlenwerte der Querschnittsabmessungen der Wände und in den Tabellen 35 bis 37 die wesentlichen Kennwerte der verwendeten Materialgesetze zusammengefaßt.

Am Beispiel der Versuchswand W5 soll zunächst der Einfluß der Eigenspannungen aus behindertem Schwinden und der Mitwirkung des PCC-Spritzmörtels auf Zug zwischen den Rissen auf das Trag- und Verformungsverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände beschrieben werden.

Die Bilder 23 und 24 zeigen berechnete und gemessene Verläufe der Mittendurchbiegungen von W5, wobei aus Bild 23 im Vergleich mit Bild 24 folgt, daß durch Einbeziehung schwindbedingter Eigenspannungen die Steifigkeitsverhältnisse der Versuchswand W5 im Zustand II zutreffender beschrieben werden können. Insbesondere ist aus Bild 24 ist zu entnehmen, daß bei Vernachlässigung der Eigenspannungen die Biegesteifigkeit der verstärkten Mauerwerkswand überschätzt wird und die Biegeverformungen nur ungenau bestimmt werden können.

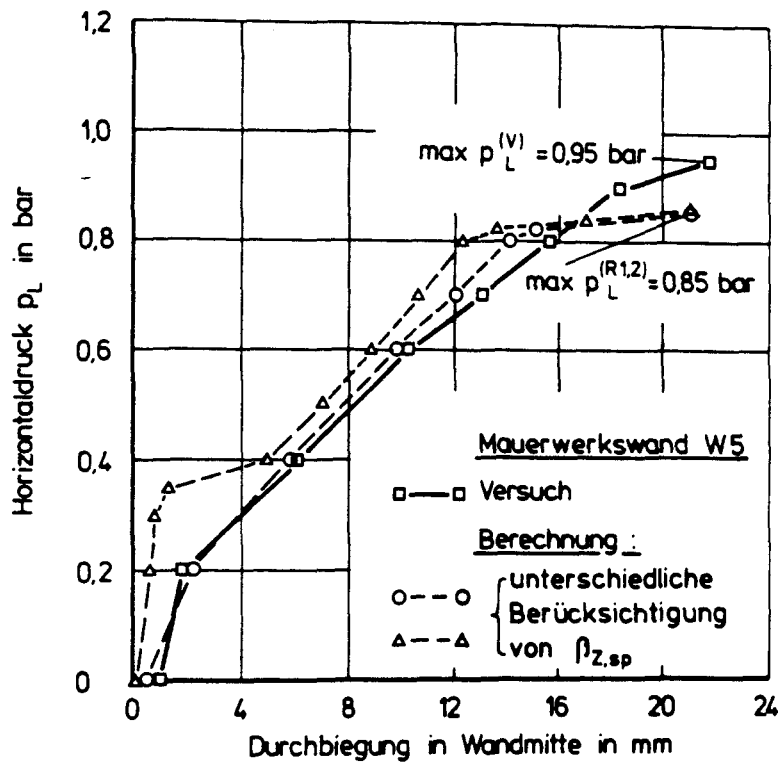


Bild 23: Durchbiegung in Wandmitte von W5: Berücksichtigung von Eigen-
spannungen und des "tension stiffening"-Effekts

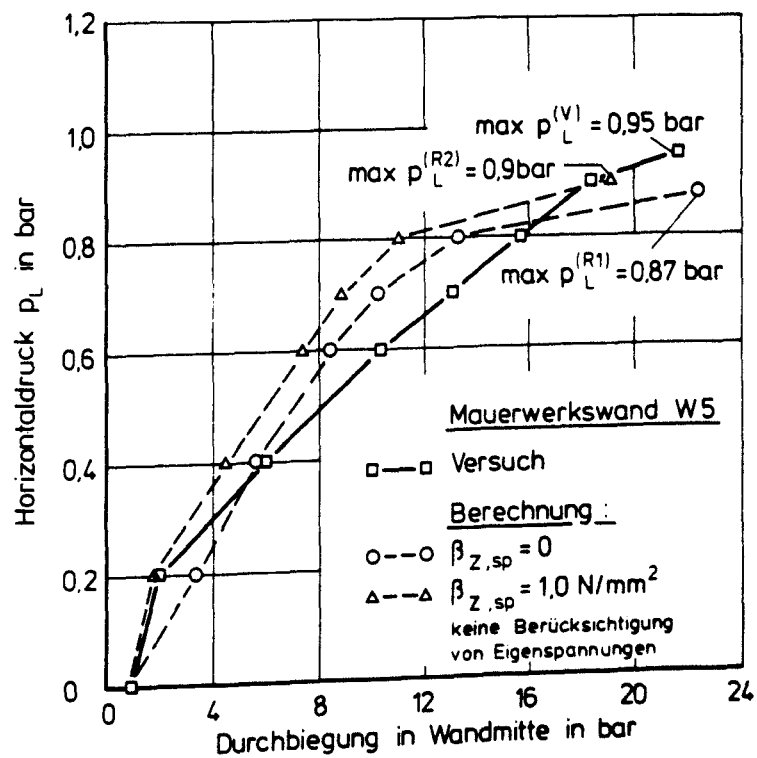


Bild 24: Durchbiegung in Wandmitte von W5: Vernachlässigung von Eigen-
spannungen

Die Höhe der berechneten Traglasten $\max p_L^{(R)}$ wird in den Bildern 23 und 24 mit nahezu gleich großen Werten angegeben.

Bild 25 zeigt Last-Durchbiegungslinien der Versuchswand W8. Bei der rechnerischen Überprüfung der Versuchsergebnisse dieser Wand wurde die beste Übereinstimmung von theoretischen und gemessenen Werten festgestellt. Die Last-Verformungslinien verlaufen nahezu parallel. Der Unterschied zwischen berechneter und gemessener horizontaler Traglast beträgt 5 %.

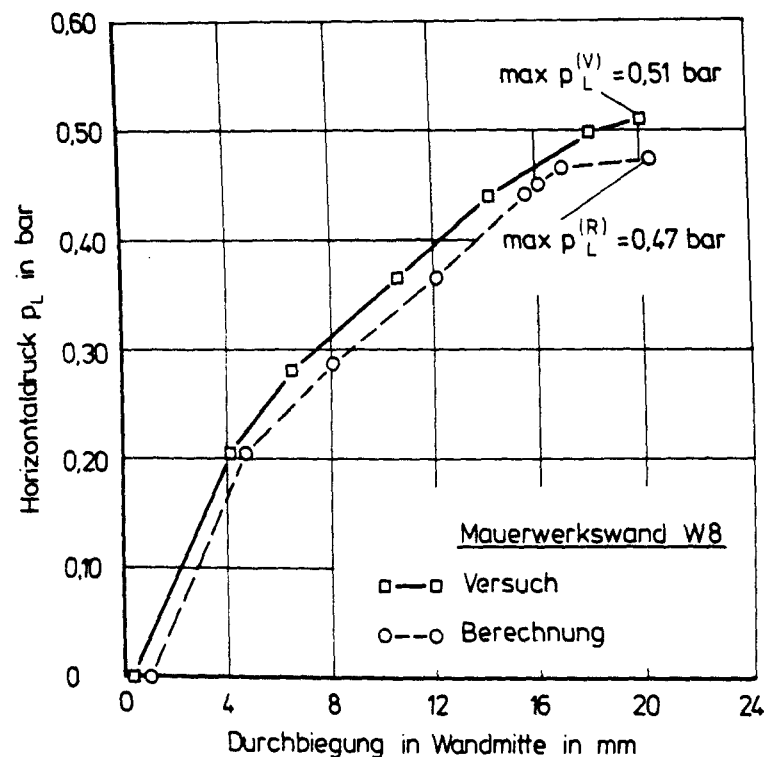


Bild 25: Verlauf der Durchbiegung in der Mitte der Versuchswand W8

Die Bilder 107 bis 110 zeigen Last-Verformungslinien der Versuchswände W4, W6, W7 und W9. Die Wände W4, W6 und W7 versagten durch Überschreitung ihrer Schubtragfähigkeit, bevor ihre Biegetragfähigkeit ausgeschöpft wurde. Hierbei ist die Höhe der Bruchlast bei W6 von besonderem Interesse, da diese Wand bis auf die fehlende Endverankerung der Biegebewehrung den gleichen konstruktiven Aufbau besaß wie W5. Auch die Höhe der Wandaufasten von W5 und W6 waren identisch. Die Bewehrungsführung im

Bereich der Wandenden war somit maßgebend für die Versagensart der Versuchswände. Zur Bestimmung des Unterschiedes schubbruch- und biegebruchbedingter Traglasten wurden die Bruchlasten der Versuchswände W4, W6 und W7 bei Annahme eines Biegeversagens nachträglich rechnerisch bestimmt. Hierbei wurden bei fehlender Endverankerung der Biegebewehrung Traglastverminderungen von 14 % bis 52 % festgestellt.

Die Bilder 26 und 111 zeigen Last-Durchbiegungskurven der Versuchswände W2 und W3.

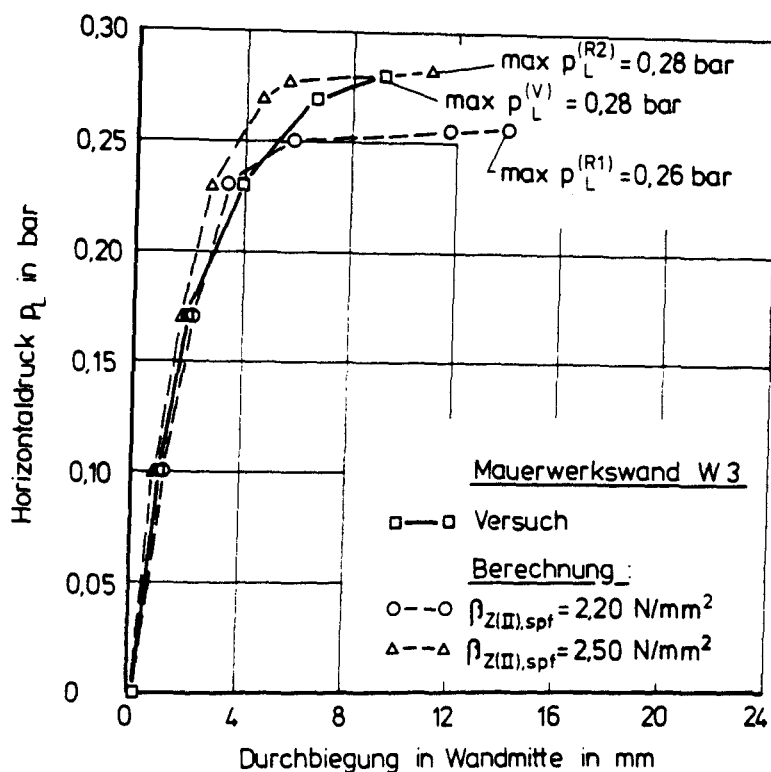


Bild 26: Verlauf der Durchbiegung in der Mitte der Versuchswand W3

Bei der rechnerischen Überprüfung der Versuchsergebnisse von Mauerwerkswänden mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten (W2, W3) zeigte sich, daß bei Ansatz des in Materialuntersuchungen bestimmten Mittelwerts der Nachrißfestigkeit $\beta_{Z(II),spf} = 1,93 \text{ N/mm}^2$ des PCC-Stahlfaserspritzmörtels nur eine unzureichende Übereinstimmung zwischen theoretischer und gemessener horizontaler Traglast erreicht werden konnte. Daher wurden weitere Rechnungen mit dem Größtwert der an Zugproben ermittelten Nachrißfestigkeit in Höhe von $2,25 \text{ N/mm}^2$ und einem weiteren Zugfestigkeitswert von $2,5 \text{ N/mm}^2$ durchgeführt.

Auf die Berücksichtigung von Zusatzbeanspruchungen aus behindertem Schwinden der Spritzmörtelschale wurde bei W2 verzichtet, da diese Mauerwerkswand vor ihrer Verstärkung bereits erhebliche Risse aufwies. Das Schwinden der Spritzmörtelschale wurde daher durch die Mauerwerksschicht nicht behindert, so daß sich Eigenspannungen im Tragquerschnitt nicht einstellen konnten.

Bei der rechnerischen Überprüfung der Versuchsergebnisse der Mauerwerkswände W1 und W10 mit unbewehrten Ergänzungsschichten waren ebenfalls Zusatzbeanspruchungen aus behindertem Schwinden des PCC-Spritzmörtels zu berücksichtigen (siehe Bilder 112 und 113). Auch hier wurde eine gute Übereinstimmung gemessener und berechneter Durchbiegungen festgestellt.

Bei der beidseitig verstärkten Mauerwerkswand W1 war aufgrund ihrer großen Biegesteifigkeit kurz vor dem Bruch eine Durchbiegung von nur 1,5 mm festgestellt worden. Der Bruch trat schlagartig ohne Anzeichen vorheriger Rißbildung ein. In Anbetracht des rasch ablaufenden Versagensvorganges und der Schwierigkeit im Hinblick auf Bauteilbemessungen eine anrechenbare Zugfestigkeit der Spritzmörtelschale vorauszusagen, wird empfohlen, zur Verstärkung von Mauerwerkswänden keine unbewehrten Ergänzungsschichten zu verwenden. Mindestens sollte bei Bemessungen ein entsprechend hoher rechnerischer Sicherheitsabstand gegen den Bruch gewählt werden.

Insgesamt konnte das Trag- und Verformungsverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände rechnerisch zufriedenstellend nachvollzogen werden. Bild 27 zeigt einen Vergleich gemessener ($\exp p_{hu}$) und berechneter horizontaler Traglasten ($cal p_{hu}$) der Wände, deren Traglastzustand durch Biegeversagen erreicht wurde. Die gemessenen Traglasten waren im Mittel 5 bis 10 % größer als die berechneten Werte.

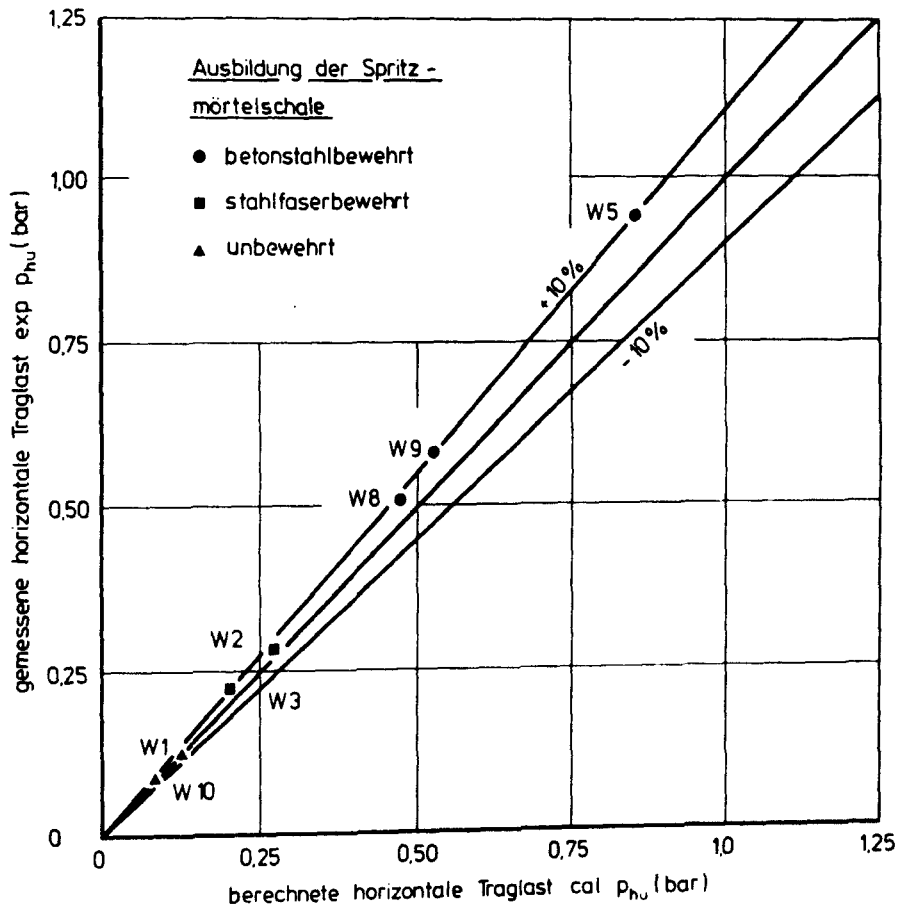


Bild 27: Vergleich gemessener (exp p_{hu}) und berechneter horizontaler Traglasten (cal p_{hu}) bei Biegeversagen verstärkter Mauerwerks-
wände.

6.0 Schubsicherung von Wänden

6.1. Grundsätzliches zur konstruktiven Ausbildung des Wand-Decken-Knotens

Das Schubtragverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände ist von der Beschaffenheit der Querschnittsergänzungsschicht (unbewehrt, faserbewehrt oder betonstahlbewehrt) und von der konstruktiven Ausbildung des Wand-Deckenknotens abhängig. Ferner ist zu berücksichtigen, ob es sich bei der zu verstärkenden Mauerwerkswand um ein Bauteil handelt, welches kraftschlüssig oder nur formschlüssig mit angrenzenden Decken und Wänden verbunden ist. Eine kraftschlüssige Verbindung liegt bei Wänden vor, die in stehender Verzahnung mit angrenzenden Wänden aufgemauert werden oder schalungsbedingt in die Decken einbinden. Eine formschlüssige Verbindung mit angrenzenden Bauteilen ist in den meisten Fällen bei nichttragenden Mauerwerkswänden anzutreffen. Sie wurden häufig nachträglich errichtet und haben ausschließlich Raumabschlußfunktion. Aus diesem Grunde werden sie von den weiteren Betrachtungen ausgenommen.

Bild 28 zeigt den Unterschied zwischen formschlüssigem und kraftschlüssigem Verbund von Mauerwerkswänden zur angrenzenden Decke.

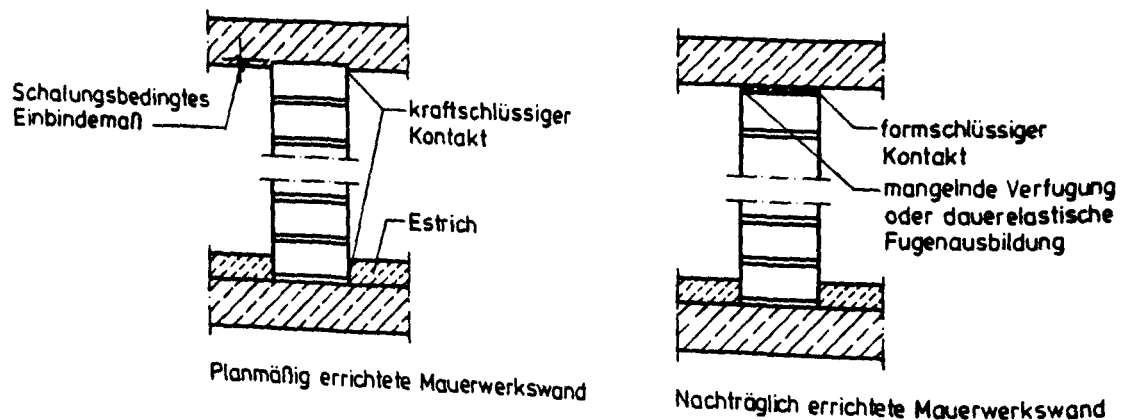


Bild 28: Form- und kraftschlüssiger Kontaktschluß von Mauerwerkswänden im Bereich des Wand-Decken-Knotens

Während der Prüfung geschoßhoher verstärkter Mauerwerkswände wurde festgestellt, daß Wände mit unverankerter Biegebewehrung oder fehlender Querabstützung der Ergänzungsschicht im Kopf- oder Fußpunkt stets vorzeitig durch Schubbruch versagten, bevor ihre Biegetragfähigkeit ausgeschöpft war.

Je nach Art des Mauerwerksverbandes und der mechanischen Eigenschaften der Mauersteine und des Mauermörtels wurde der Bruch durch Überschreitung der Zugfestigkeit des Steinmaterials in Richtung der Steinbreite oder durch Kohäsions- bzw. Reibungsversagen in der Lagerfuge eingeleitet.

Bei Wänden mit endverankerter Biegebewehrung betonstahlbewehrter Ergänzungsschichten traten stets Biegebrüche auf. Die dabei gemessenen horizontalen Traglasten waren höher als die bei Schubversagen vergleichbarer Prüfwände gemessenen Lasten.

In /3/ wurden detaillierte Konstruktionsvorschläge zur Endverankerung der Biegebewehrung im Bereich von Querwänden oder angrenzenden Decken gemacht. Sie sind des besseren Verständnisses wegen noch einmal in Bild 114 dargestellt. Es wird im folgenden davon ausgegangen, daß durch die Anschlußkonstruktion auch eine ausreichende Querabstützung der Wand gewährleistet ist.

Die Ausführungen zum Tragverhalten verstärkter Mauerwerkswände im Bereich des Wand-Decken-Knotens gelten gleichermaßen für den Anschluß zweier orthogonal aneinanderstoßender Wände.

Stahlfaserbewehrte oder unbewehrte Wandbeschichtungen können nicht zugfest mit angrenzenden Decken oder Wänden verbunden werden. Hier kann bestenfalls durch konstruktive Maßnahmen eine zusätzliche Querabstützung erreicht werden. Ist diese nicht vorhanden, sind derartige Wandkonstruktionen hinsichtlich ihres Schubtragverhaltens wie Wände mit betonstahlbewehrten Querschnittsergänzungsschichten ohne Endverankerung der Biegebewehrung zu betrachten. Im folgenden werden Berechnungsansätze zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände vorgestellt.

6.2. Schubsicherung von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten und endverankerter Biegebewehrung

Es wird zunächst davon ausgegangen, daß die Restzugkraft

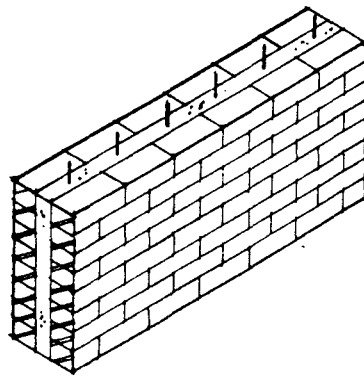
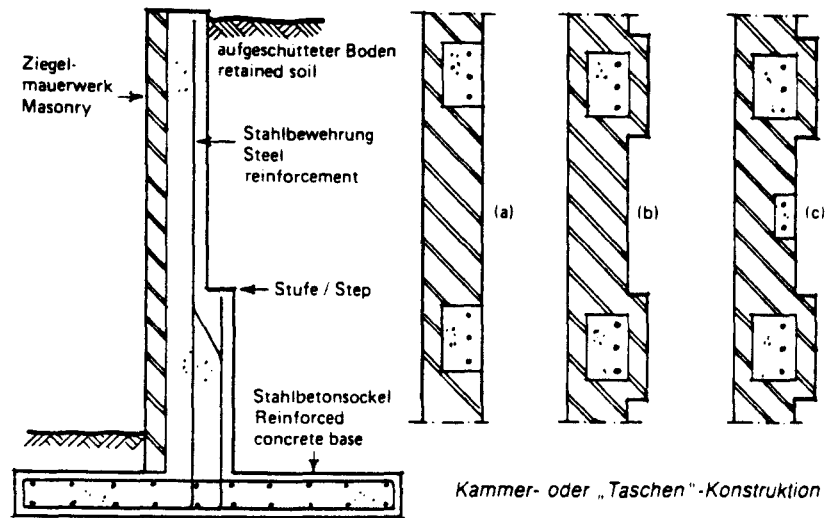
$$F_{sR} = Q \cdot v/h + N$$

mit Q Querkraft in der Auflagerlinie
 v Versatzmaß, $v = 1,0 h$
 h statische Höhe
 N Normalkraft (= q_V : Auflast)

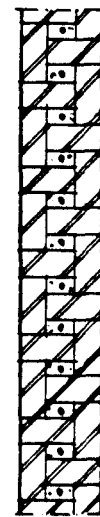
der Zugkraftdeckungsline einer durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkten Mauerwerkswand durch geeignete Anschlußkonstruktionen aufgenommen werden kann.

Zum gegenwärtigen Zeitpunkt liegt nur eine geringe Anzahl von Versuchsergebnissen zum Schubtragverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände vor. Es wird daher versucht, durch Vergleich eigener Versuchsergebnisse mit Ergebnissen vergleichbarer Untersuchungen eine untere Grenze für die Schubtragfähigkeit verstärkten Mauerwerks anzugeben.

In den angelsächsischen Ländern wird bewehrtes Mauerwerk häufiger eingesetzt als in Deutschland. Dort werden Wandkonstruktionen ausgeführt, wie sie in Bild 29 dargestellt sind.



Vermörtelte, doppelschalige Ziegelhohlwandkonstruktion



Quetta-Verband-Konstruktion

Bild 29: Wandkonstruktionen bewehrten Mauerwerks

Es sind im besonderen bei vermörtelten doppelschaligen Ziegelwänden und bei Quetta-Verband-Konstruktionen konstruktive Gemeinsamkeiten mit Mauerwerkswänden zu erkennen, die durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkt worden sind.

Zur Bemessung von Quetta-Verband-Konstruktionen oder vermörtelten doppel-schaligen Ziegelwänden wird im British-Standard BS 5628, Teil 2, Abschnitt 22.5.1. der von Stahlbetonvorschriften her bekannte Rechenansatz

$$\tau_o = \frac{Q}{b \cdot z}$$

verwendet. Im BS 5628 wird im Gegensatz zur DIN 1045 der Hebelarm der inneren Kräfte z durch die statische Höhe h (im BS 5628: d) ersetzt. Es wird hier z in Anlehnung an /35/ bei überwiegend biegebeanspruchungen Mauerwerkswänden mit $z = 0,85 \dots 0,74 h$ angenommen.

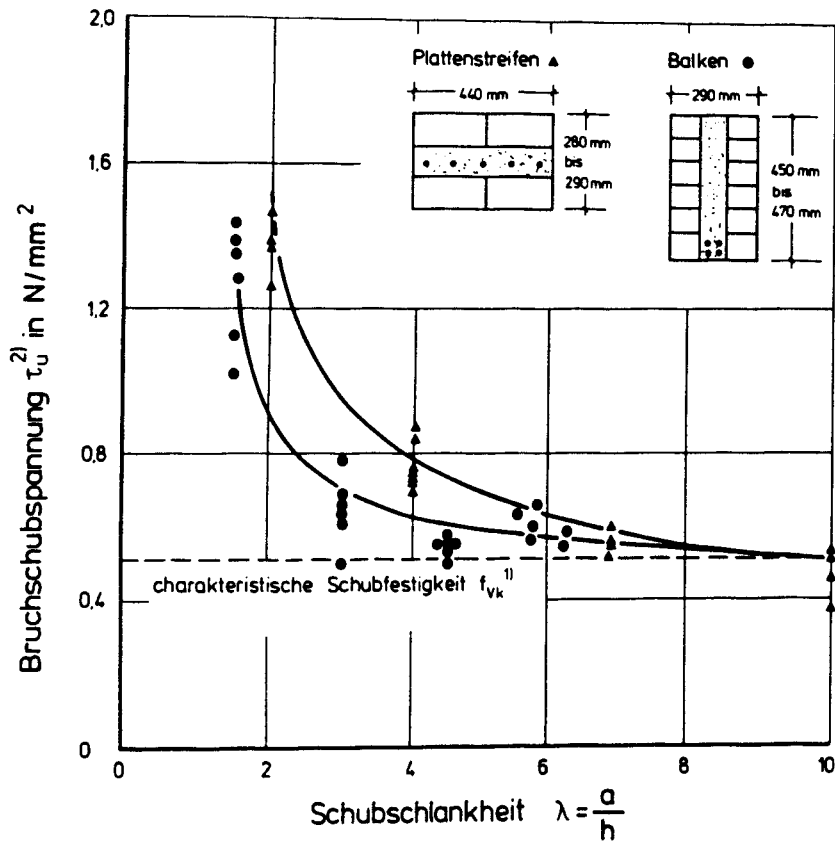
Der Zahlenwert der vorhandenen Schubspannung τ_o muß kleiner sein als eine durch einen Sicherheitsbeiwert γ_v dividierte Bruchschubspannung τ_u . Es ist

$$\tau_o = \frac{\tau_u}{\gamma_v}$$

Die Höhe des Sicherheitsbeiwertes wird in den entsprechenden Normenwerken /26...28/ angegeben. Zahlenwerte für τ_u wurden in Bauteiluntersuchungen von verschiedenen Autoren ermittelt.

Bei der Prüfung von scheitrecten Ziegelstürzen wurden bei Ziegeldruckfestigkeiten von $\beta_{D,St} = 15 \text{ N/mm}^2$ bis 30 N/mm^2 und Mörteldruckfestigkeiten $\beta_{D,mö} = 16 \text{ N/mm}^2$ bis $22,5 \text{ N/mm}^2$ Bruchschubspannungen bei Schubslankheiten $\lambda = 1/4h = 3$ in einer Größenordnung von $\tau_u = 0,48$ bis $0,6 \text{ N/mm}^2$ festgestellt /29/.

Bild 30 zeigt Bruchschubspannungswerte τ_u , die an dreischichtigen Mauerwerksbalken oder Plattenstreifen ermittelt wurden /31/.



¹⁾ $f_{vk} \hat{=} 10\%$ Fraktilwert /31/

²⁾ nach /31/ $\tau_u = \frac{Q}{b_0 \cdot h}$

Bild 30: Bruchschubspannungswerte bewehrter Mauerwerksbalken oder -plattenstreifen /31/

Man erkennt, daß die Bruchschubspannungen mit zunehmender Schubslankheit abnehmen. In dem für verstärkte Wände baupraktisch relevanten Bereich von $2,0 \leq \lambda \leq 5,0$ liegen die Bruchschubspannungswerte noch oberhalb $0,5 \text{ N/mm}^2$.

Die Bruchschubspannung ist neben der Schubslankheit auch von dem Bewehrungsgrad

$$\mu = \frac{A_s}{b_0 \cdot h} \cdot 100 \%$$

abhängig (Bild 31).

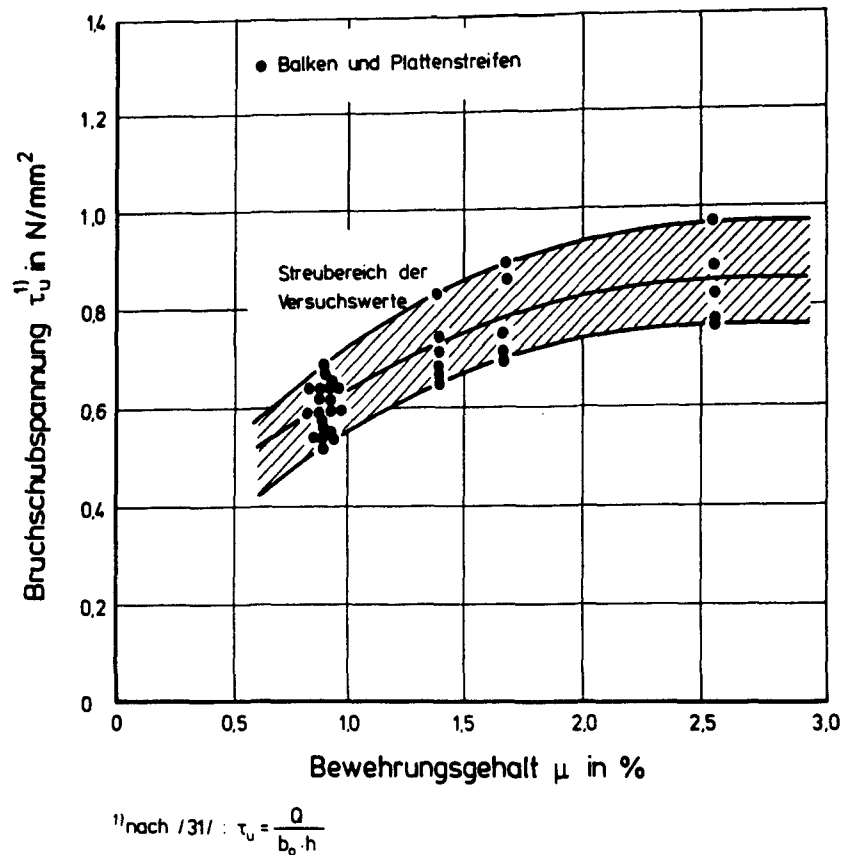


Bild 31: Bruchschubspannungen in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad /31/

Die in Bild 30 und 31 dargestellten Bruchschubspannungswerte wurden an Mauerwerkskörpern gemessen, deren geringster Bewehrungsgehalt von ca. 0,9 % wesentlich höher war als die für flächenhaft verstärkte Mauerwerkswände baupraktisch möglichen Bewehrungsgehalte von 0,1 bis 0,3 %. Diese Versuchsergebnisse sind somit nur bedingt auf die hier diskutierten Problemstellungen übertragbar.

Für bewehrtes Mauerwerk, dessen Biegebewehrung in Lagerfugen oder in Aussparungen angeordnet und mit Mauermörtel der Druckfestigkeit $\beta_{D,m\ddot{o}} = 6,5$ bis $16,0 \text{ N/mm}^2$ (entspricht MG II bis IIIa gemäß DIN 1053 Teil 2, Tabelle 2) vollständig umhüllt ist, gilt gemäß BS 5628 Teil 2, Abschnitt 19.1.3.1.1

$$\tau_u = 0,35 \text{ N/mm}^2.$$

In Abschnitt 19.1.3.1.2. von BS 5628 Teil 2 ist festgelegt, daß Mauerwerk, dessen Bewehrung in Aussparungen oder Hohlschichten von einem Beton der Güteklasse 25 (gemäß BS 5328) umschlossen ist, eine rechnerische Bruchschubspannung von

$$\tau_u = 0,35 + 17,5 \cdot \mu \leq 0,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{mit } \mu = \frac{A_s}{b \cdot h}$$

zugewiesen werden darf. Aufgrund des vergleichbaren konstruktiven Aufbaus flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände und vermörtelten doppelschaligen Wandkonstruktionen (Bild 29) sowie der Druckfestigkeit des verwendeten PCC-Spritzmörtels von $\beta_{D,sp} > 25 \text{ N/mm}^2$, wird für die Ermittlung von Bruchschubspannungsgrenzen folgende Regelung vorgeschlagen:

Die im BS 5628 Teil 2 enthaltene Schubspannungsbegrenzung wird wegen des vergleichbaren Querschnittsaufbaus des dort behandelten bewehrten Mauerwerks für flächenhaft verstärktes Mauerwerk übernommen. Da in deutschen Normen bei Schubmessungen stets der Hebelarm der inneren Kräfte $z \approx 0,8 h$ zur Berechnung von Schubspannungen verwendet wird, soll an dieser Stelle ebenso verfahren werden. Die in BS 5628 Teil 2 enthaltenen Zahlenwerte der Bruchschubspannungen sind daher um den Faktor $1/0,8$ zu vergrößern. Demnach können für Mauerwerkswände mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten Bruchschubspannungsgrenzen

$$\begin{aligned} \tau_u &\leq 0,44 + 22 \mu \\ &\leq 0,87 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

in Ansatz gebracht werden.

Experimentelle Untersuchungen zur Bestätigung dieser Angaben werden für erforderlich gehalten.

6.3 Schubsicherung von Wänden ohne Verbindung der Ergänzungsschichten mit angrenzenden Bauteilen

Die folgenden Ausführungen gelten für Mauerwerkswände mit

- betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten ohne Endverankerung der Biegebewehrung, mit
- stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten oder mit
- unbewehrten Ergänzungsschichten.

Unverankerte, im Bereich zu angrenzenden Bauteilen nicht zusätzlich gestützte Mauerwerkswände unterscheiden sich durch zwei wesentliche Merkmale von den im vorigen Abschnitt beschriebenen Wänden:

- Horizontale Auflagerkräfte müssen aufgrund fehlender Anschlußkonstruktionen indirekt unter Ausnutzung des Schubtragvermögens des vorhandenen Mauerwerks in angrenzende Bauteile eingeleitet werden.
- Die Zugkraftdeckung im Bereich der Anschlußpunkte zwischen Wand und Wand bzw. Wand und Decke ist nicht gegeben.

Hinsichtlich der Versagensursachen bei der Entstehung von Schubbrüchen ist zu unterscheiden zwischen:

- I Versagen durch Überschreitung aufnehmbarer Kohäsions- und Reibungsspannungen in den Lagerfugen,
- II Versagen durch Überschreitung der Zugfestigkeit der Mauersteine,
- III Versagen durch Überschreitung der Druckfestigkeit von Mauerwerk
- IV Versagen durch Überschreitung der Zugfestigkeit des PCC-Spritzmörtels in der Ergänzungsschicht

Die Versagenskriterien I bis III werden am Beispiel einer einseitig durch eine betonstahlbewehrte Querschnittsergänzungsschicht verstärkten Mauerwerkswand erläutert. Es wird davon ausgegangen, daß aufgrund von Schwindrissen kein Haftverbund zwischen der Spritzmörtelschicht und dem angrenzenden Bauteil (hier Stahlbetondecke) gegeben ist. Die Scherfestigkeit zwischen dem obersten Mauerstein und der Decke ist höher als die Haftscherfestigkeit zwischen Mauerstein und Lagerfugenmörtel. Diese Annahme ist angesichts häufig feststellbarer "Verdübelungen" von Mauersteinen und Stahlbetondecke infolge in die Grifflöcher oder Lochkanäle eingedrungenen Deckenbetons gerechtfertigt.

6.3.1 Bruchkriterium I: Versagen durch Überschreitung aufnehmbarer Kohäsions- und Reibungsspannungen

Das Schubversagen von Mauerwerk durch Überschreitung aufnehmbarer Kohäsions- und Reibungsspannungen kann mit Hilfe des Coulomb'schen Reibungsgesetzes beschrieben werden. Es lautet

$$\tau_u = \beta_k + \mu \cdot \sigma_x$$

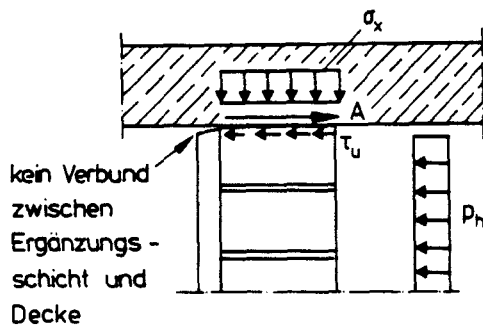
mit

β_k = Kohäsionsspannung

μ = Reibungsbeiwert

σ_x = Auflastspannung

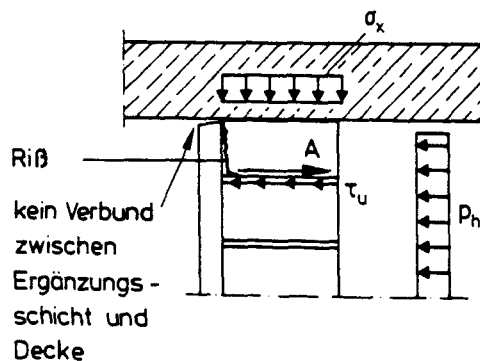
Hierbei ist zwischen dem Reibungsversagen in der Kontaktfläche der obersten Steinschicht und dem angrenzenden Bauteil (hier: Decke) und dem Reibungsversagen in der nächstgelegenen Lagerfuge zu unterscheiden (Bild 32).



Reibungsversagen zwischen Wand und Decke:

$$\tau_u = \beta_{KD} + \mu_D \cdot \sigma_x$$

Index D: Decke



Reibungsversagen in der Lagerfuge

$$\tau_u = \beta_K + \mu \cdot \sigma_x$$

Bild 32: Reibungsversagen von Mauerwerk

Der Reibungskoeffizient zwischen Mauerwerk und Beton wird in /33/ mit $\mu_D = 0,76$ angegeben. Er liegt somit im oberen Bereich in /34/ angegebener Reibungsbeiwerte von Ziegelmauerwerk mit Mauermörtel der Gruppe III. Der Zahlenwert der Kohäsionsspannung wird hier mit $\beta_{KD} = \beta_K$ (β_K aus /34/) angenommen zu:

$$\beta_K = 0,5 \text{ MN/m}^2 \text{ für KS-Mauerwerk}$$

und

$$\beta_K = 0,65 \text{ MN/m}^2 \text{ bis } 1,4 \text{ MN/m}^2 \text{ für Ziegelmauerwerk.}$$

Das Haftscherverhalten der Lagerfugen von Mauerwerk wurde vielfach studiert. In /34/ werden Zahlenwerte für die Kohäsionsspannung β_K und dem Reibungsbeiwert μ angegeben (Tabelle 13).

	KS-Mauerwerk				Ziegelmauerwerk			
	Mörtelgruppe				Mörtelgruppe			
	I	II	IIa	III	I	II	IIa	III
Kohäsionsspannung β_K [N/mm ²]	-	-	0,2	0,5	-	0,36	0,6	1,0
Reibungskoeffizient	0,66				0,66			

Tabelle 13: β_K und μ -Werte aus Untersuchungen zum Haftscherverhalten von Lagerfugen in Mauerwerk /34/

Sie sind größer als die in DIN 1053 T 2 angegebenen Werte. Diese werden als Rechenwerte der Kohäsionsspannung β_{RK} bzw. des Haftreibungskoeffizienten $\bar{\mu}$ bezeichnet. Sie berücksichtigen eine treppenförmigen Verlauf der Auflastspannungen σ_x infolge schubbedingter Einzelverdrehungen der Mauersteine. Dieser an in der Wandebene horizontal beanspruchten unverstärkten Mauerwerkswänden zu beobachtende Effekt tritt bei senkrecht zur Ebene beanspruchten verstärkten Mauerwerk nicht auf (siehe Abschnitt 6.3.2). Die Zahlenwerte aus Tabelle 13 können daher ohne Abminderung zum Nachweis der Schubsicherung flächenhaft verstärkter Wände verwendet werden.

Da $\mu_D = 0,75$ größer ist als $\mu = 0,66$, wird ein Reibungsversagen eher in der obersten Lagerfuge als in der Kontaktfläche zwischen Wand und Decke auftreten.

6.3.2 Bruchkriterium II: Versagen durch Überschreitung der Zugfestigkeit des Mauersteins

Bild 33 zeigt Stabwerkmodelle für den Kräfteverlauf im Bereich des Wand-Decken-Knotens einer einseitig verstärkten Mauerwerkswand.

Hierbei wird unterstellt, daß sich das Mauerwerk einer verstärkten Wand wie ein homogenes Material verhält. In /32/ wird für unverstärkte, in ihrer Ebene horizontal beanspruchte Mauerwerkswände nachgewiesen, daß diese Annahme dort nicht zutrifft. Da in der Stoßfuge zwischen zwei Mauersteinen einer in ihrer Ebene beanspruchten Mauerwerkswand keine Querkkräfte übertragen werden, verdrehen sich einzelne Mauersteine. Die Schubspannung im Stein beträgt dann $\tau_{St} = 2,3 \tau$.

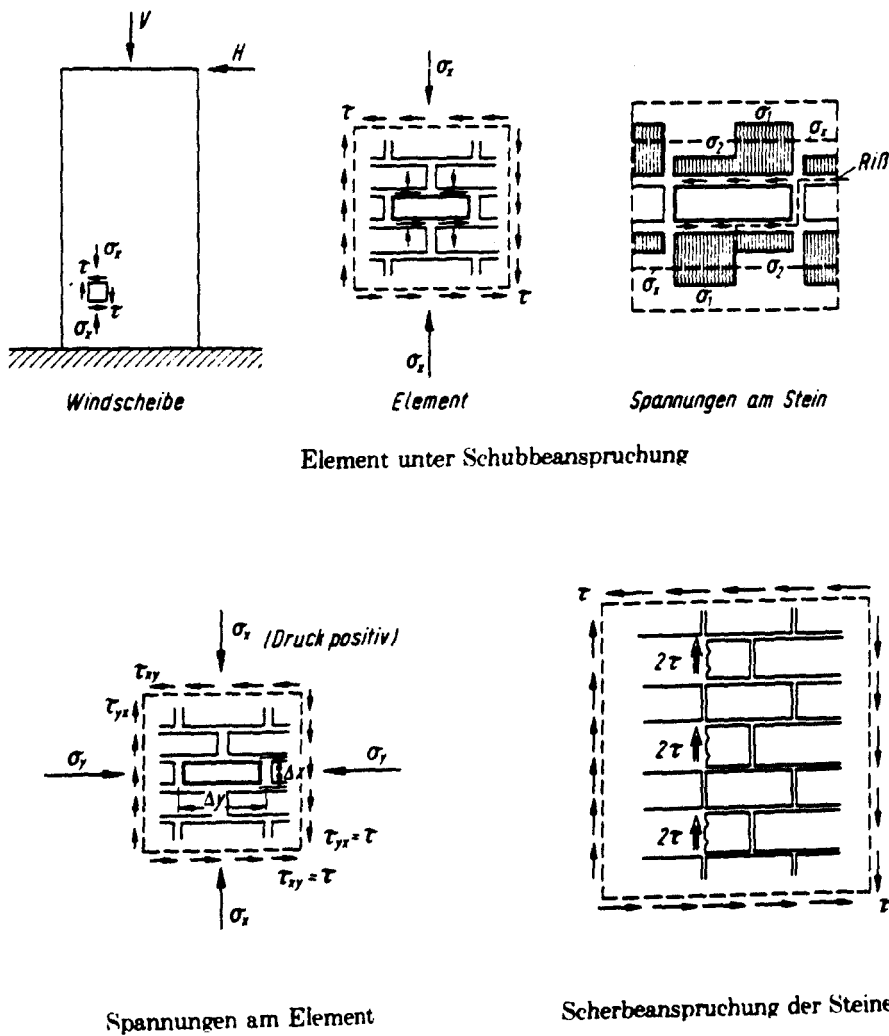


Bild 34: Schubspannungsverteilungen eines in seiner Ebene horizontal beanspruchten Mauerwerkselements /32/

Die in Bild 34 dargestellte treppenartige Verteilung der Spannungen σ_1 bzw. σ_2 eines einzelnen Mauersteines kann bei flächenhaft verstärkten, senkrecht zu ihrer Ebene belasteten Mauerwerkswänden nicht auftreten:

Durch die Querschnittsergänzungsschicht wird die Verdrehung der Steine behindert (Bild 35).

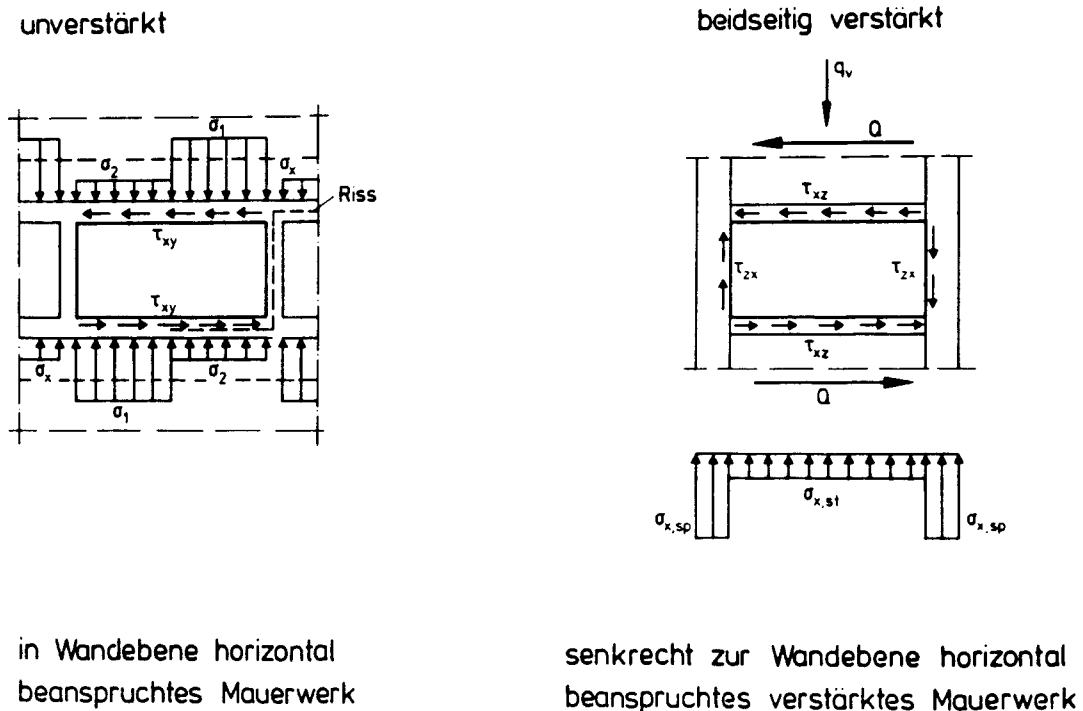


Bild 35: Spannungsverteilung am Mauerstein eines unverstärkten und ver-
stärkten Mauerwerkselementes

Schubspannungen τ_{xz} können infolge des Haftverbundes zwischen Spritzmörtelschicht und Mauerwerk übertragen werden. Nach einsetzender Rißbildung in der Ergänzungsschicht verhindert die vorhandene Biege- oder Faserbewehrung eine Verdrehung der Steine. Daher wird bis zum Vorliegen anderslautender Versuchsergebnisse davon ausgegangen, das sich flächenhaft verstärktes Mauerwerk wie "homogenes Material" verhält.

In der obigen Formel zur Berechnung schiefer Hauptzugspannungen wird demzufolge von $\tau_{St} = 1,0 \tau$ ausgegangen.

Die Schubspannung τ errechnet sich im Zustand I zu

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b_0},$$

wobei zur Berechnung des statischen Momentes S und des Trägheitsmomentes I näherungsweise die Abmessungen der überdrückten Querschnittsfläche der Mauerwerksschicht in Ansatz zu bringen sind.

Die obere Steinschicht reißt, sobald die schiefe Hauptzugspannung σ_I die Zugfestigkeit der Mauersteine überschreitet.

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} \leq \beta_{Z,St}$$

Das Bruchkriterium lautet somit

$$\tau_u = \beta_{Z,St} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_x}{\beta_{Z,St}}} \quad (\sigma_x \text{ pos. einsetzen})$$

6.3.3 Bruchkriterium III: Schubversagen durch Überschreitung der Mauerwerksdruckfestigkeit

Infolge rotationsbedingter Einschnürung der druckspannungsübertragenden Mauerwerksfläche können theoretisch Druckspannungswerte in Höhe der Mauerwerksdruckfestigkeit im Mauerwerk auftreten. Die Hauptdruckspannungen σ_{II} im Mauerwerk werden durch die Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{D,mw}$ begrenzt:

$$\sigma_{II} = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} \leq \beta_{D,mw}$$

Daher lautet die Gleichung für die maximal aufnehmbare Bruchschubspannung

$$\tau_u = \beta_{D,mw} \cdot \sqrt{1 - \frac{\sigma_x}{\beta_{R,mw}}} \quad (\sigma_x \text{ pos. einsetzen})$$

Die Bestimmungsgleichungen zur Berechnung der Bruchschubspannungen τ_u lassen sich graphisch durch den in Bild 36 gezeigten Hüllkurvenzug ausdrücken.

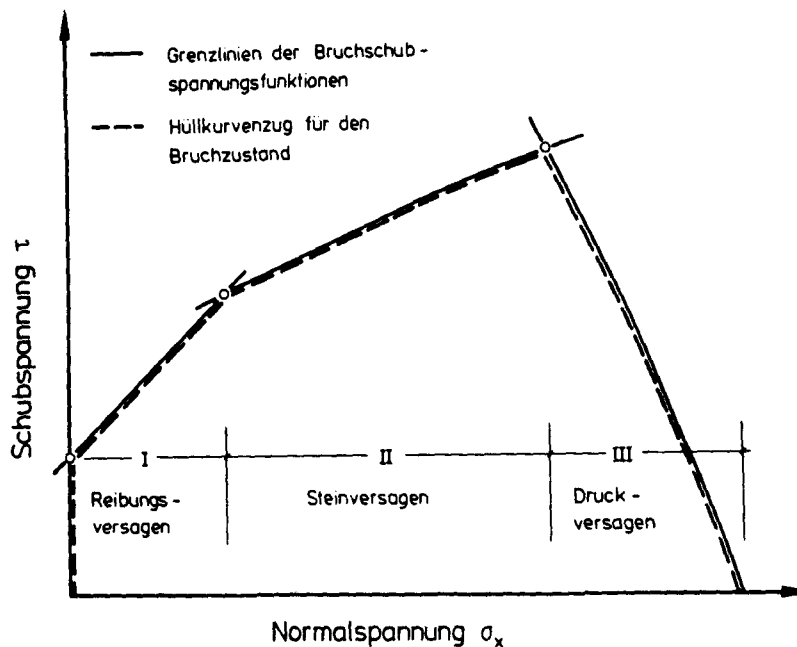


Bild 36: Hüllkurvenzug zur Beschreibung der Bruchkriterien senkrecht zur Ebene schubbeanspruchter verstärkter Mauerwerkswände

6.3.4 Verifikation des Schubmodells bei Annahme eines Schubbruches in der Mauerwerksschicht

Bei den Untersuchungen zum Biegetragverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände versagten die Wände W4, W6 und W7 durch Schubbruch. Bild 37 zeigt die für ein Schubversagen typischen Rißverläufe im Auflagerbereich der Prüfwände.

Die Rißverläufe lassen den Schluß zu, daß W4 und W7 durch Überschreitung der Steinzugfestigkeit und W6 durch Überschreitung aufnehmbarer Reibungsspannungen versagten.

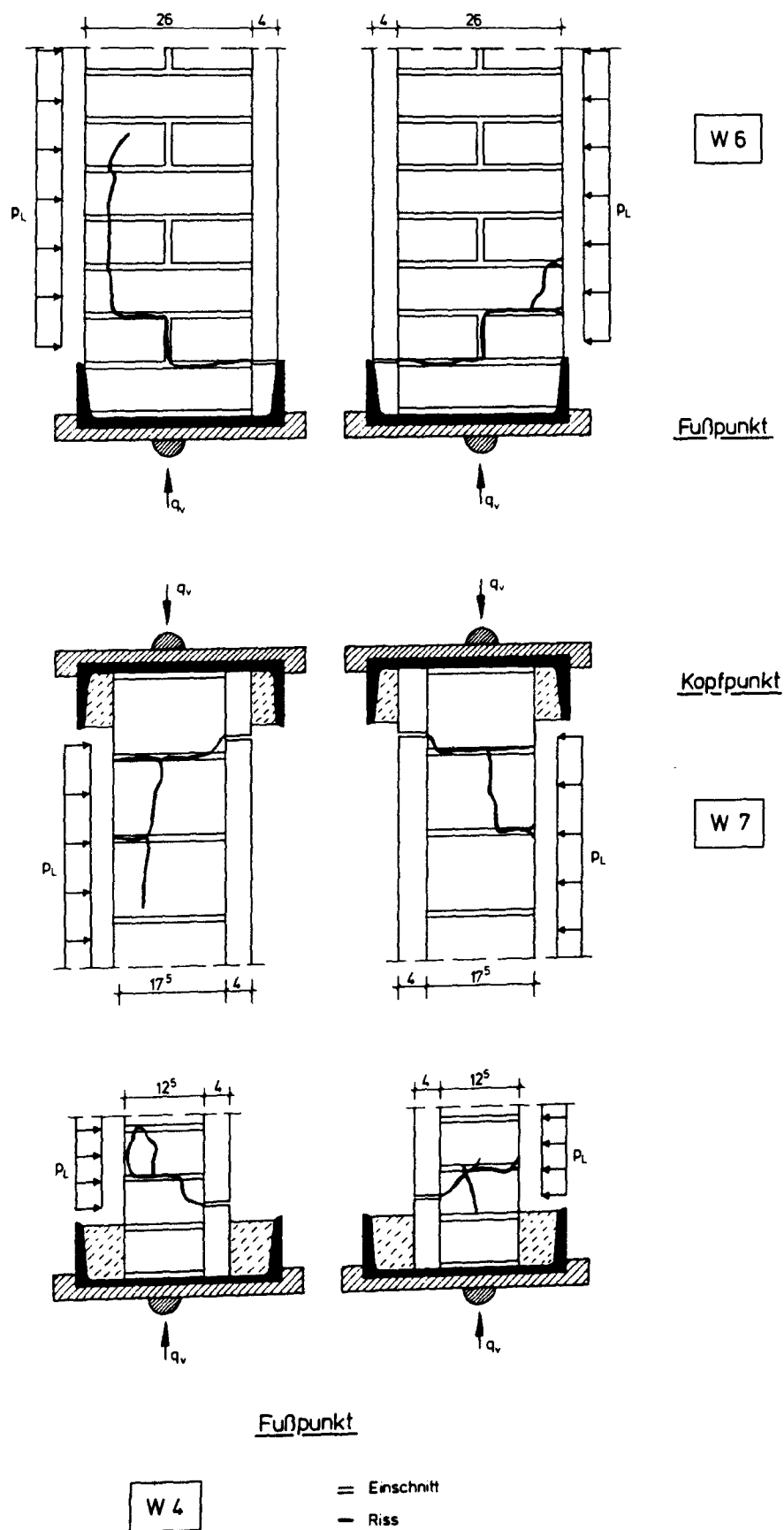


Bild 37: Schubrisse der Mauerwerkswände W4, W6 und W7

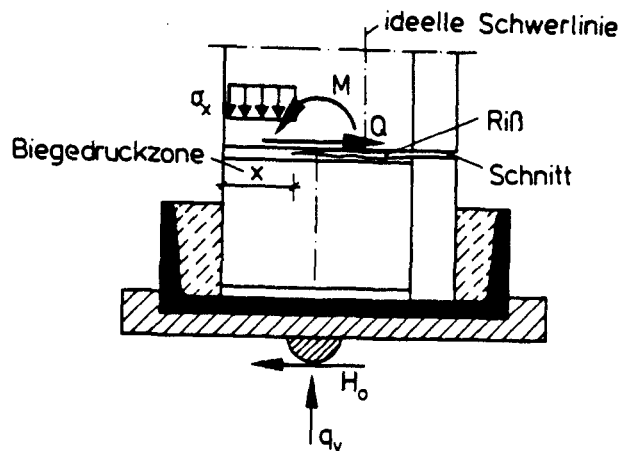


Bild 39: Schubkraftübertragung in der Biegedruckzone des Tragquerschnittes

Die Einzelpunkte aus Meßwerten berechneter σ_u - τ_u -Kombinationen liegen dicht neben den Hüllkurvenzügen der Versuchswände. Da die Schnittpunkte der einzelnen Hüllkurvenabschnitte die Bruchkriterien in Abhängigkeit von der Höhe der Normalspannung σ_x des ungerissenen Restquerschnittes graphisch abgrenzen, können auch die Versagensursachen angegeben werden. Demnach ist die Wand W7 durch Überschreitung der Steinzugfestigkeit, Wand W6 durch Reibungsversagen in den Lagerfugen und Wand W4 durch Druckversagen des Mauerwerks zerstört worden. Bei der Analyse der Schubrißverläufe waren die gleichen Versagensursachen vermutet worden (Bild 37).

Zu Vergleichszwecken sind in Bild 38 auch die nach DIN 1053 T 2 zu bestimmenden Kurven der Schubspannungen für den Bruchzustand dargestellt. Die Höhe der in den Versuchswänden übertragenen Schubspannungen werden hierdurch nicht zutreffend erfaßt. Dies bestätigt, daß die Annahmen der DIN 1053 T 2 hinsichtlich des Schubtragverhaltens von Mauerwerk nicht auf flächenhaft verstärkte Mauerwerkswände zu übertragen sind.

6.3.5 Bruchkriterium IV: Schubversagen durch Überschreitung aufnehmbarer Hauptzugspannungen in der Ergänzungsschicht

Die in den Abschnitten 6.3.1 bis 6.3.4 erhaltenen Ableitungen gelten unter der Voraussetzung, daß - aufgrund von Schwindrissen in der Spritzmörtelschicht - im Bereich des Wand-Decken-Knotens nur das Mauerwerk Schubspannungen übertragen kann.

Im Falle zusätzlicher Abstützungsmöglichkeiten der Wand gegen Winkelkonstruktionen und bei entsprechend großer Rotation der Mauerwerkswand im Bereich ihrer Endknoten stellen sich Spannungszustände ein, wie sie in Bild 40 dargestellt sind.

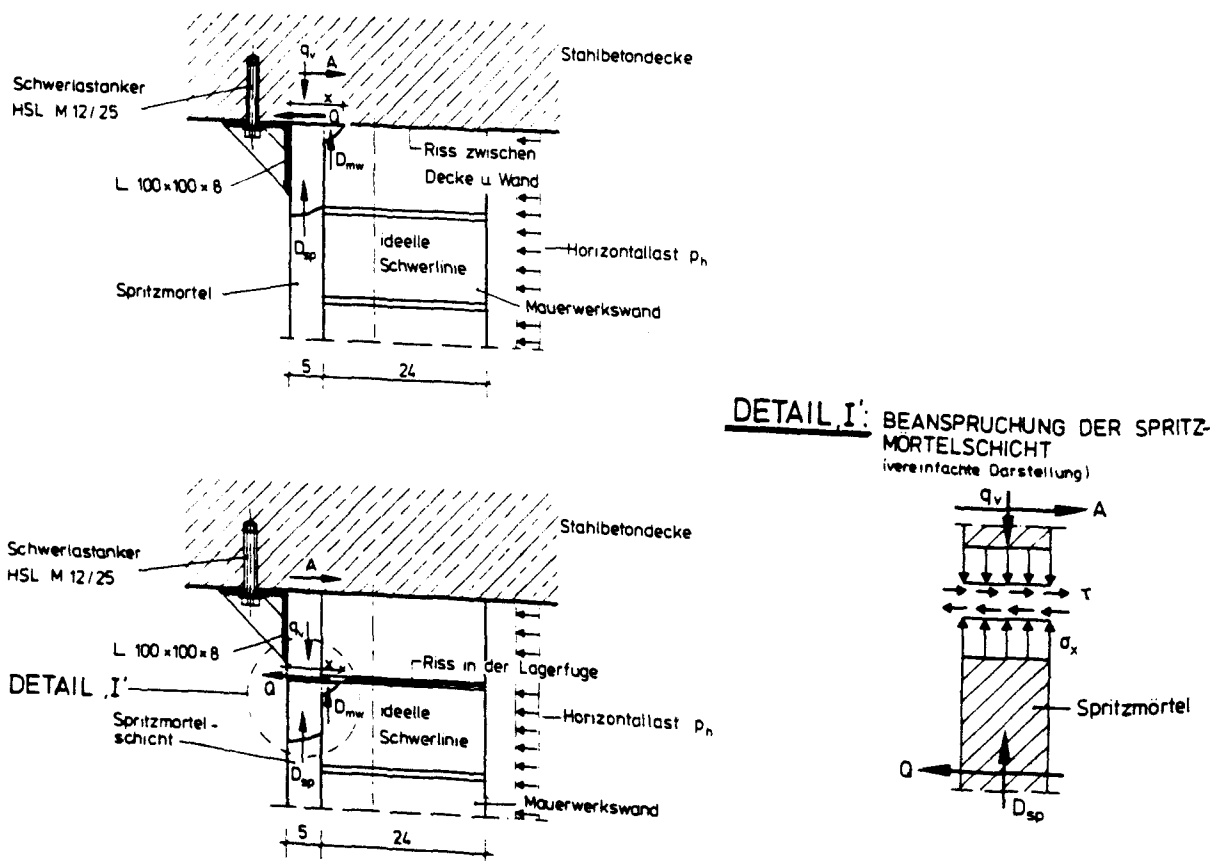


Bild 40: Schubbeanspruchung der Spritzmörtelschale im Wand-Decken-Knoten

Es wird davon ausgegangen, daß die Mauerwerksschicht aufgrund von Ribbildung spannungsfrei ist und Schub- und Auflastspannungen (τ und σ_x) nur in der Spritzmörtelschicht auftreten. Die hier wirkenden Hauptspannungen $\sigma_{I,II}$ sind durch die Beziehung zu beschreiben:

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

Der Bruch entsteht durch Überschreitung von der Ergänzungsschicht übertragbarer Hauptdruck- (σ_{II}) oder Hauptzugspannungen (σ_I). Die Bruchschubspannungen τ_u errechnen sich somit aus

$$\sigma_{II} = \beta_{D,Sp} \rightarrow \tau_u = \beta_{D,Sp} \sqrt{1 - \frac{\sigma_x}{\beta_{D,Sp}}}$$

(σ_x pos. einsetzen)

$$\sigma_I = \beta_{Z,Sp} \rightarrow \tau_u = \beta_{Z,Sp} \sqrt{1 + \frac{\sigma_x}{\beta_{D,Sp}}}$$

Da sich im Regelfall der in Bild 40 dargestellte Beanspruchungsfall bei Anordnung zusätzlicher Wandabsteifungen einstellen dürfte und die Bestätigung der Annahmen durch Versuche zur Zeit noch aussteht, werden entsprechende experimentelle Untersuchungen für erforderlich gehalten.

6.4 Anschlußkonstruktion im Wand-Decken-Knoten

Zusätzliche Anschlußkonstruktionen gewährleisten die Einleitung der Auflagerkräfte horizontal beanspruchter Mauerwerkswände auch nach einsetzen der Rißbildung im Bereich der Wandenden.

Es sind zu unterscheiden:

Fall A: Anschlußkonstruktionen von beidseitig durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkten Mauerwerkswänden.

Fall B: Anschlußkonstruktionen einseitig auf der Biegezugseite durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkte Mauerwerkswände.

Fall C: Anschlußkonstruktionen von Mauerwerkswänden die einseitig durch unbewehrte oder faserbewehrte Ergänzungsschichten verstärkt wurden.

Im Falle einer beidseitigen Anordnung betonstahlbewehrter Ergänzungsschichten und Verbindung der Bewehrung mit unter die Decke gedübelten Stahlwinkeln können Zugkräfte auf der lastabgewandten Wandseite in die Decke eingeleitet werden. Damit können so große Einspannmomente übertragen werden, daß eine wesentliche Steigerung der horizontalen Beanspruchbarkeit ermöglicht wird.

In Bild 41 sind die Beanspruchungen der Verbindungsmittel gedübelter Anschlußkonstruktionen der Fälle A bis C dargestellt. Die Stahlbetondecken und -sohlen von Gebäuden sind häufig nicht dicker als 16 cm. Deshalb kommen für den Wandanschluß höchstens Schwerlastdübel der Größe M 12 in Frage. Für den Standsicherheitsnachweis gelten die üblichen Rechenverfahren. Hier wurde die Dübelkonstruktion auf Bruchlasten bemessen /23/. Es wurde davon ausgegangen, daß die in Bild 41 dargestellten Stahlwinkel durch angeschweißte Aussteifungsbleche ausreichend verdreh- und biegesteif ausgebildet sind.

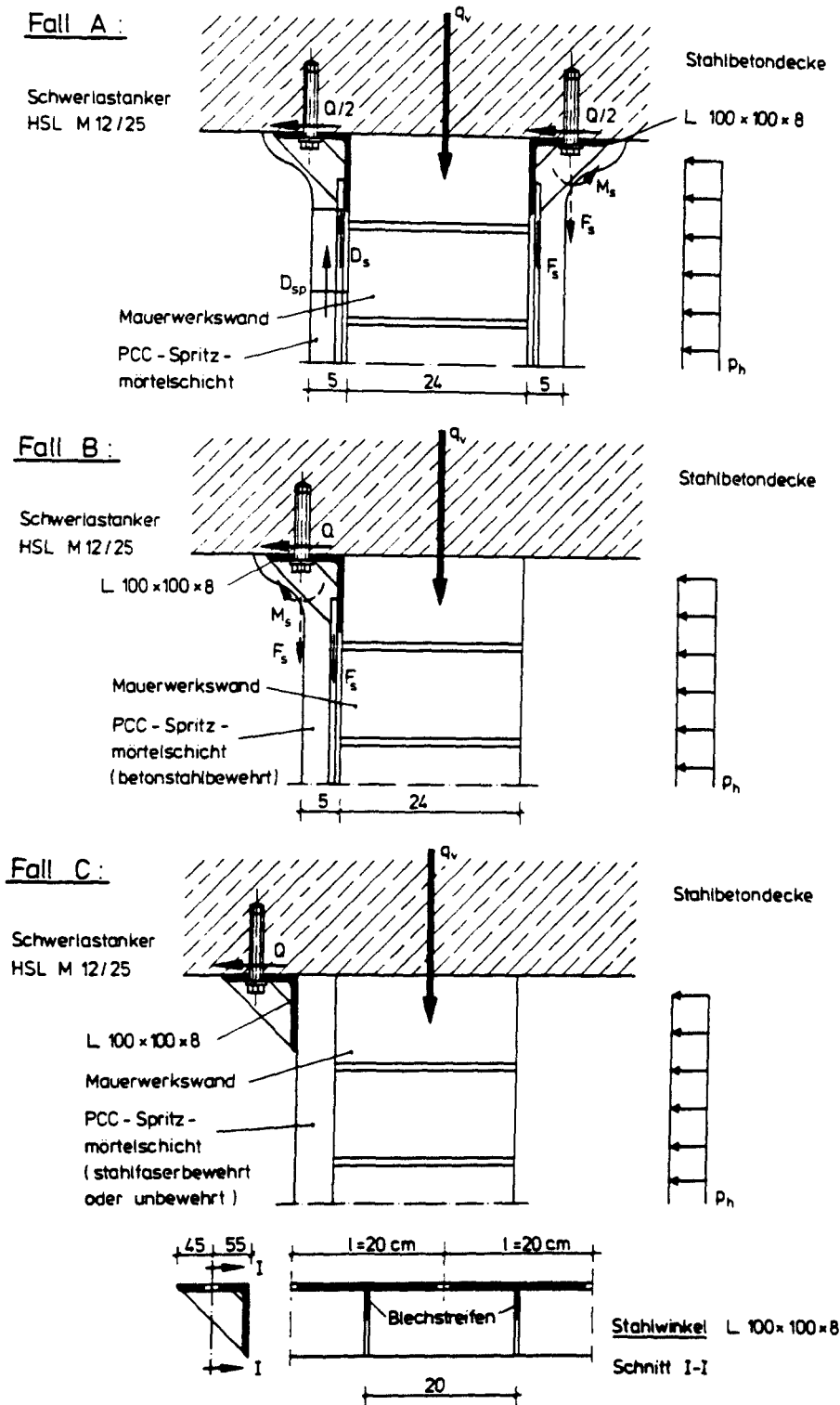


Bild 41: Beanspruchung der Verbindungsmittel gedübelter Anschlußkonstruktionen flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände

Bild 41 zeigt, daß im Fall C die Dübel nur durch Querkraften, im Fall A und B jedoch durch kombinierte Beanspruchungen aus Quer- und Zugkräften F_{SR} ggf. auch durch Biegemomente M_S beansprucht werden. Zugkräfte F_{SR} werden durch Einspannmomente beidseitig verstärkter Mauerwerkswände (Fall A) oder durch Restzugkräfte der Zugkraftlinie hervorgerufen. Biegemomente M_S entstehen durch die exzentrische Einleitung von F_{SR} in die Dübel. Sie können durch ein Kräftepaar, das gebildet wird durch die Druckkraft D_R und einer die Dübel zusätzlich auf Zug beanspruchenden Kraft ΔF_{SR} , ersetzt werden (Bild 42).

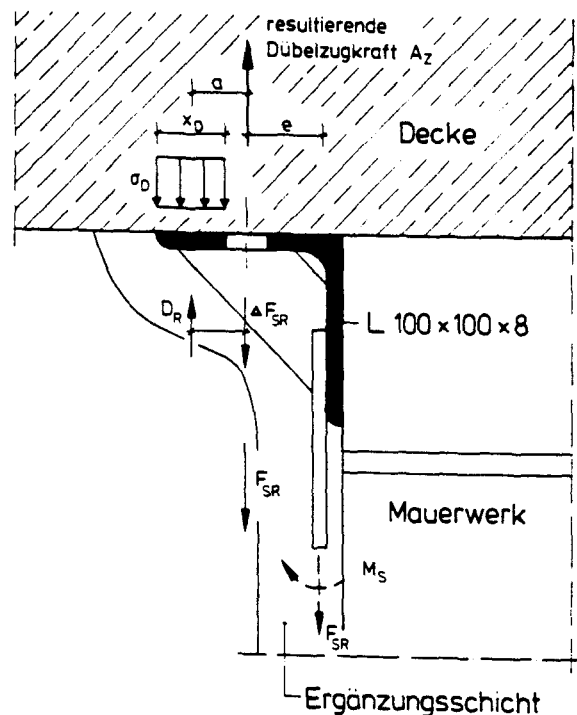


Bild 42: Zugbeanspruchung der Dübel von Anschlußkonstruktionen zur Schub-sicherung verstärkter Mauerwerkswände

Tabelle 14 enthält Ergebnisse von Traglastrechnungen zur Bestimmung der Querkraft Q_u , bei deren Auftreten mit einem Dübelversagen der Anschlußkonstruktion zu rechnen ist.

Dabei wurde angenommen, daß die Anschlußkonstruktion, bestehend aus einem Winkelprofil L 100 x 100 x 8, durch Schwerlastanker Typ Hilti HSL M12/25, Dübelabstand 20 cm, im Kopf und Fußpunkt einer 2,25 m hohen, 24 cm dicken Mauerwerkswand mit der Decke oder Sohle verbunden ist.

In den bautechnischen Grundsätzen für die Errichtung von Hausschutzräumen sind keine Belastungsangaben für den rechnerischen Bruchzustand enthalten. Bei der Ermittlung der Zahlenwerte wurde daher der Frage nachgegangen, welche horizontalen Traglasten beim Versagen einer Anschlußkonstruktion auftreten, die - nach baupraktischen Gesichtspunkten und vorgegebenen Randbedingungen konzipiert - eine größtmögliche Tragfähigkeit besitzt.

Bei der Berechnung der horizontalen Traglasten wurde auf eine Berücksichtigung von Wandauflasten verzichtet.

Aus den maximal von den Anschlußkonstruktionen A bis C aufnehmbaren Auflagerkräften A_u wurde die flächenlastartige Horizontalbeanspruchung p_{hu} von einachsig lastabtragenden Wänden berechnet, bei deren Überschreitung ein Dübelversagen eintritt.

	Auflagerkraft A_u ¹⁾ kN/m	Horizontale Traglast p_{hu} ¹⁾ kN/m ²
Fall A	90,90	80,8
Fall B	109,02	96,91
Fall C	340	302

1) Betongüte der Decke: $\beta W = 30 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 14: Tragfähigkeit gedübelter Anschlußkonstruktionen

Tabelle 14 ist zu entnehmen, daß bei ausschließlicher Querkraftbeanspruchung der Dübel (Fall C) ein Versagen der Verbindungsmittel nicht zu erwarten ist. Bei zusätzlicher Zugbeanspruchung der Dübel (Fall A und B) können wesentliche kleinere Querlasten aufgenommen werden; sie sind jedoch groß genug, um den Anforderungen des Grundschatzes zu genügen.

7.0 Traglaststeigernde Wirkung von Pfeilervorlagen

7.1 Erforderliche Abmessungen

Nachträglich errichtete Pfeilervorlagen aus Profilstahl, Stahlbeton oder Mauerwerk dienen der zusätzlichen Abstützung von Wänden, die bei vorteilhafter Anordnung und ausreichender Dimensionierung eine deutliche Steigerung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden bewirken.

Ziel einer derartigen Verstärkung langer Wände ist es, einen kreuzweisen Lastabtrag in den Feldbereichen zwischen den Queraussteifungen zu ermöglichen. Verstärkungsmaßnahmen durch Pfeilervorlagen sind nur dann sinnvoll, wenn das Längen-Höhenverhältnis von Mauerwerkswänden im unverstärkten Zustand größer als 2 ist.

In /3/ wurden Konstruktionsvorschläge für Pfeilervorlagen aus Stahlprofilen oder Stahlbeton vorgestellt und Vor- bzw. Nachteile in Bezug auf das Tragverhalten der Queraussteifungen bei unterschiedlicher Bauausführung diskutiert. Am Beispiel von Pfeilervorlagen aus Profilstahl wurden Angaben über die erforderliche Steifigkeit der Verstärkungsbauteile gemacht. Dabei wurde die Wirksamkeit der Queraussteifungen durch das Verhältnis zwischen der längs der Pfeilervorlage aufsummierten Querkraft Q_{xre} und der Gesamthorizontallast Q_H der Wandhälften neben den Aussteifungsstützen beschrieben (siehe Bild 43).

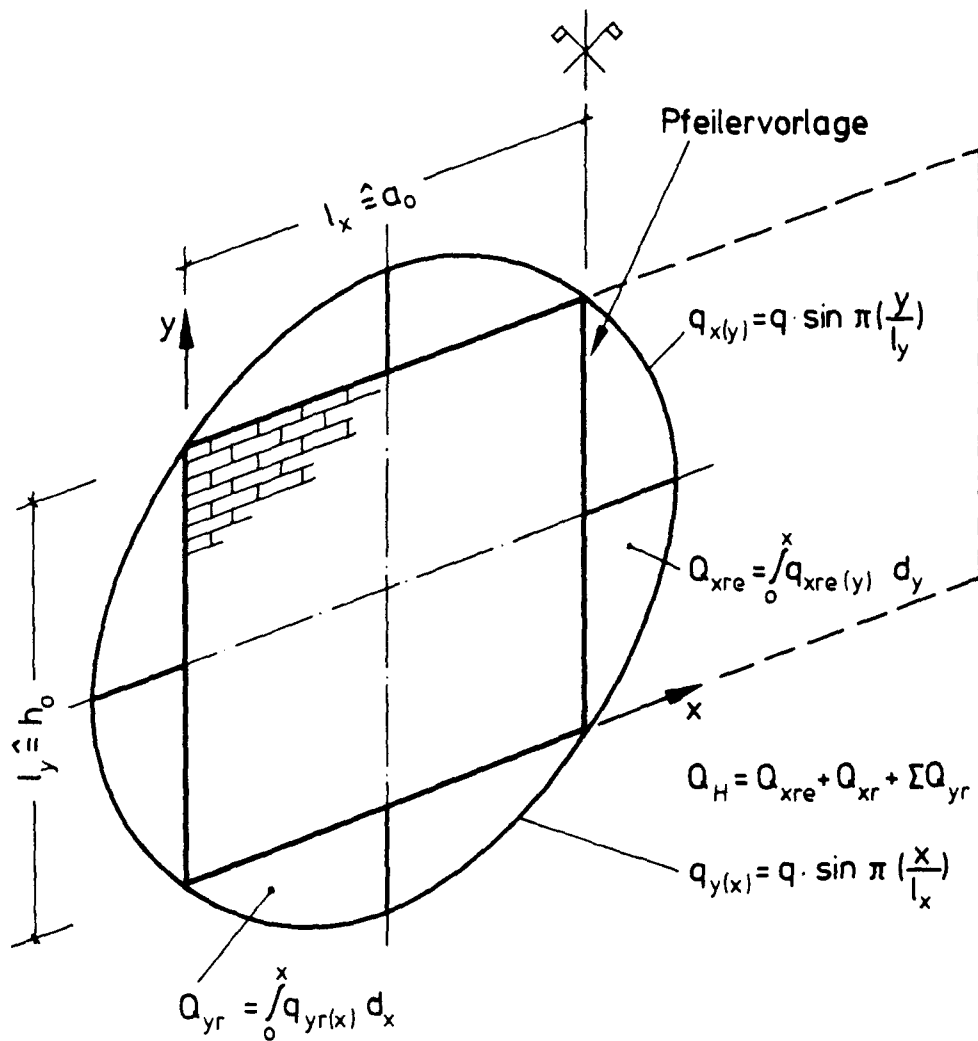


Bild 43: Querkraftverteilung einer vierseitig gestützten, kreuzweise lastabtragenden Wand unter Horizontaldruck

Eine aus Profilstahl erstellte Pfeilervorlage wirkt wie ein federelastisches Linienlager. Dieses kann rechnerisch durch Anordnung von Einzel-federn als Punktlager längs des elastisch gestützten Randes simuliert werden (Bild 44).

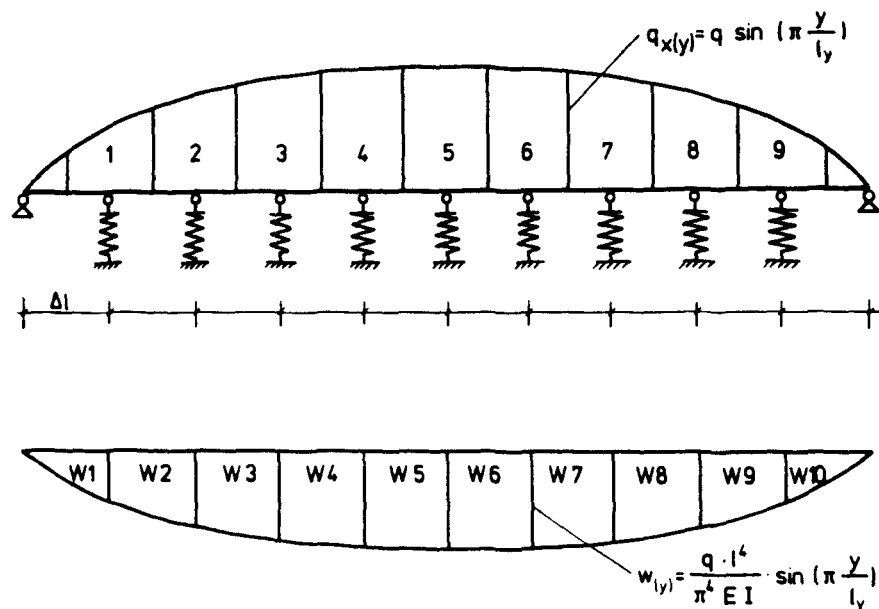


Bild 44: Federnde Lagerung der Mauerwerkswand durch eine Pfeilervorlage aus Profilstahl /21/

"Unendlich steife" Pfeilervorlagen bewirken eine starre Lagerung der Mauerwerkswand im Bereich der Queraussteifungen, wie sie sich auch infolge aussteifender Querwände einstellen würde. Somit ergibt sich in diesem Falle ein Verhältnis Q_{xre}/Q_H von 0,41 wie an einem eingespannten Rand einer kreuzweise lastabtragenden Platte. Ist eine Pfeilervorlage als "unendlich weich" zu betrachten, so beträgt das Verhältnis $Q_{xre}/Q_H = 0$: Es stellt sich ein einachsiger Lastabtrag ein und die Pfeilervorlage ist wirkungslos. Dabei wird unterstellt, daß die Pfeilervorlage an ihrem Kopf- und Fußpunkt bis zum Bruchzustand in der Lage ist, ihre Belastung aus den beiden Wandhälften in die Sohl- und Deckenplatte einzuleiten. Reine Mauerwerksvorlagen können dies nur über Reibung und Kohäsion in der Anschlußfuge leisten, was im Vergleich zu gedübelten Anschlußkonstruktionen von Pfeilervorlagen aus Stahl- und Stahlbetonstützen als weniger wirksam einzuschätzen ist.

In Bild 115 und 116 sind die in /3/ erstmalig vorgestellten Diagramme zum Querlastabtrag federelastisch abgestützter Mauerwerkswände der Vollständigkeit halber noch einmal dargestellt. Hierin wurde die Orthotropie von Mauerwerk vernachlässigt.

Mit Hilfe dieser Rechnungen konnte ebenfalls gezeigt werden, daß die Biegesteifigkeit einer nachträglich anzubringenden Pfeilervorlage mindestens das Dreifache des Mauerwerksquerschnitts (bezogen auf eine Wandstreifenbreite von 1,0 m) betragen sollte. Aus einbautechnischen Gründen ist die Verwendung von Profilstahl unter Umständen weniger aufwendig als die Errichtung einer Pfeilervorlage aus Stahlbeton. Allerdings kann bei Verwendung einer Stahlbetonstütze mit gleichen äußeren Abmessungen wie bei Profilstahl wegen der einfacher herzustellenden schubfesten Verzahnung mit dem Mauerwerk eine Mitwirkung des Mauerwerks als Druckquerschnitt und somit eine höhere Biegesteifigkeit erreicht werden.

Bei größeren Wandabmessungen als in Bild 115 und Bild 116 dargestellt, werden größere Profilabmessungen von Pfeilervorlagen aus Baustahl erforderlich, um einen kreuzweisen Lastabtrag der Horizontallasten im gewünschten Ausmaß zu erreichen.

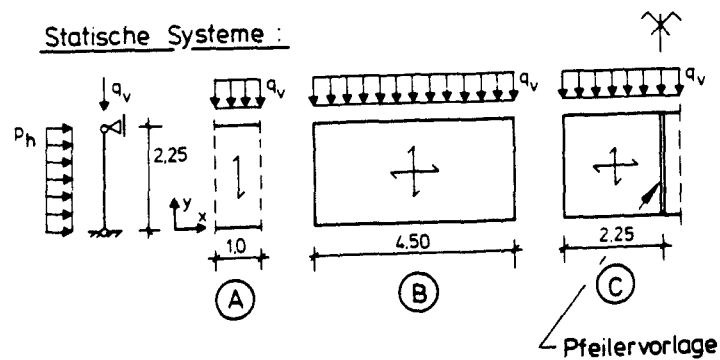
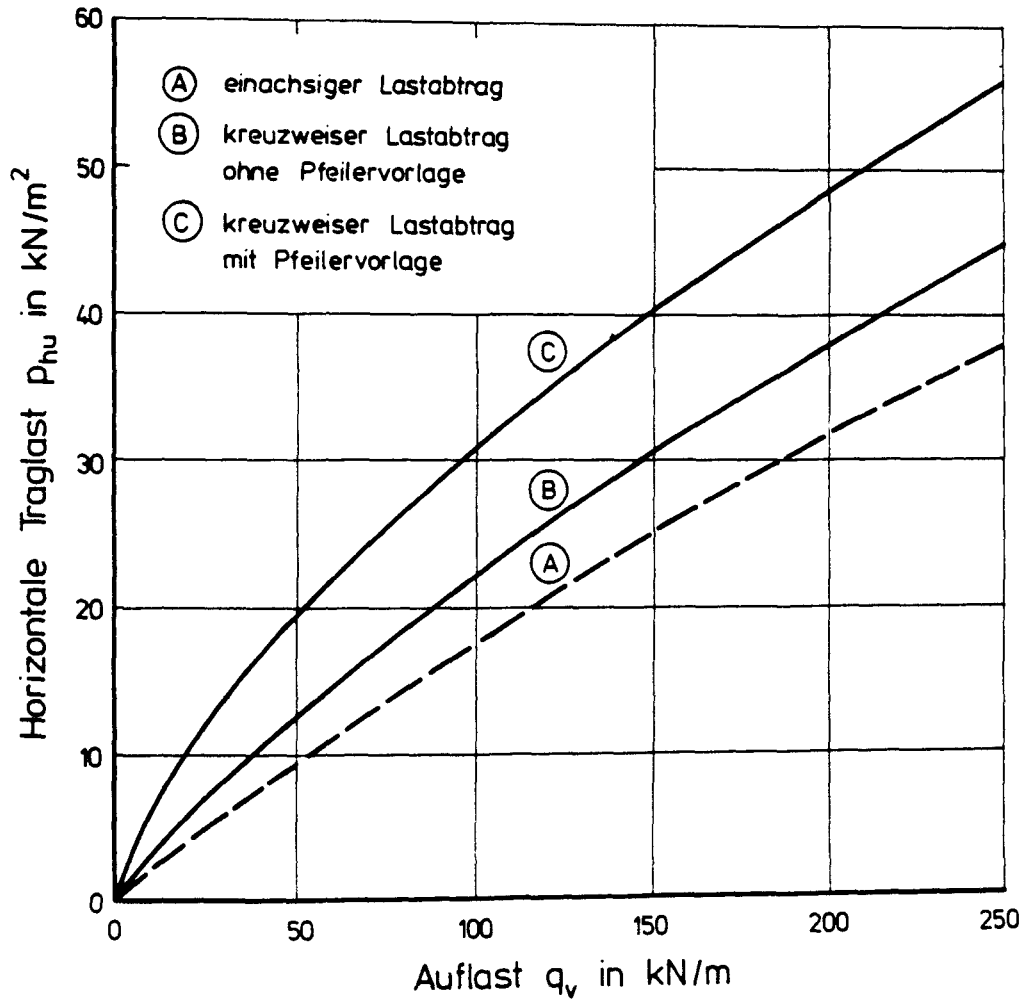
Pfeilervorlagen aus Baustahl mit Profilabmessungen, deren Anbringung vor Mauerwerkswänden in engen Kellerräumen noch mit einem vertretbaren Aufwand möglich ist, sind vor allem zur Aussteifung von Wänden mit einer relativ geringen Biegesteifigkeit sinnvoll. Eine Erhöhung des Tragmomentes von Mauerwerkswänden wird durch Pfeilervorlagen im Gegensatz zu flächenhaften Wandverstärkungen nicht erreicht. Über die Erhöhung der Traglast von Mauerwerkswänden wird im nächsten Abschnitt berichtet.

7.2 Horizontale Traglast durch Pfeilervorlagen ausgesteifter Mauerwerks- wände

Die Bilder 45 und 46 zeigen Traglastdiagramme einachsig bzw. kreuzweise lastabtragender Mauerwerkswände.

Im Bild 45 werden die Traglasten von Wänden angegeben, die in ihrem Kopf- und Fußpunkt ideal gelenkig gelagert sind, während in Bild 46 von einer Einspannungswirkung zwischen Wand und Decke bzw. Wand und Sohle ausgegangen wird. Zur Untersuchung der traglaststeigernden Wirkung von Pfeilervorlagen wurden die Bruchlasten von Wänden mit einem Längen/Höhenverhältnis von $\varepsilon = a_0/h_0 = 2$ (Linie B) denen gegenübergestellt, deren Seitenverhältnis durch Anordnung einer zusätzlichen Queraussteifung auf halber Wandlänge zu einem Wert von $\varepsilon = 1,0$ reduziert wurde (Linien C und D).

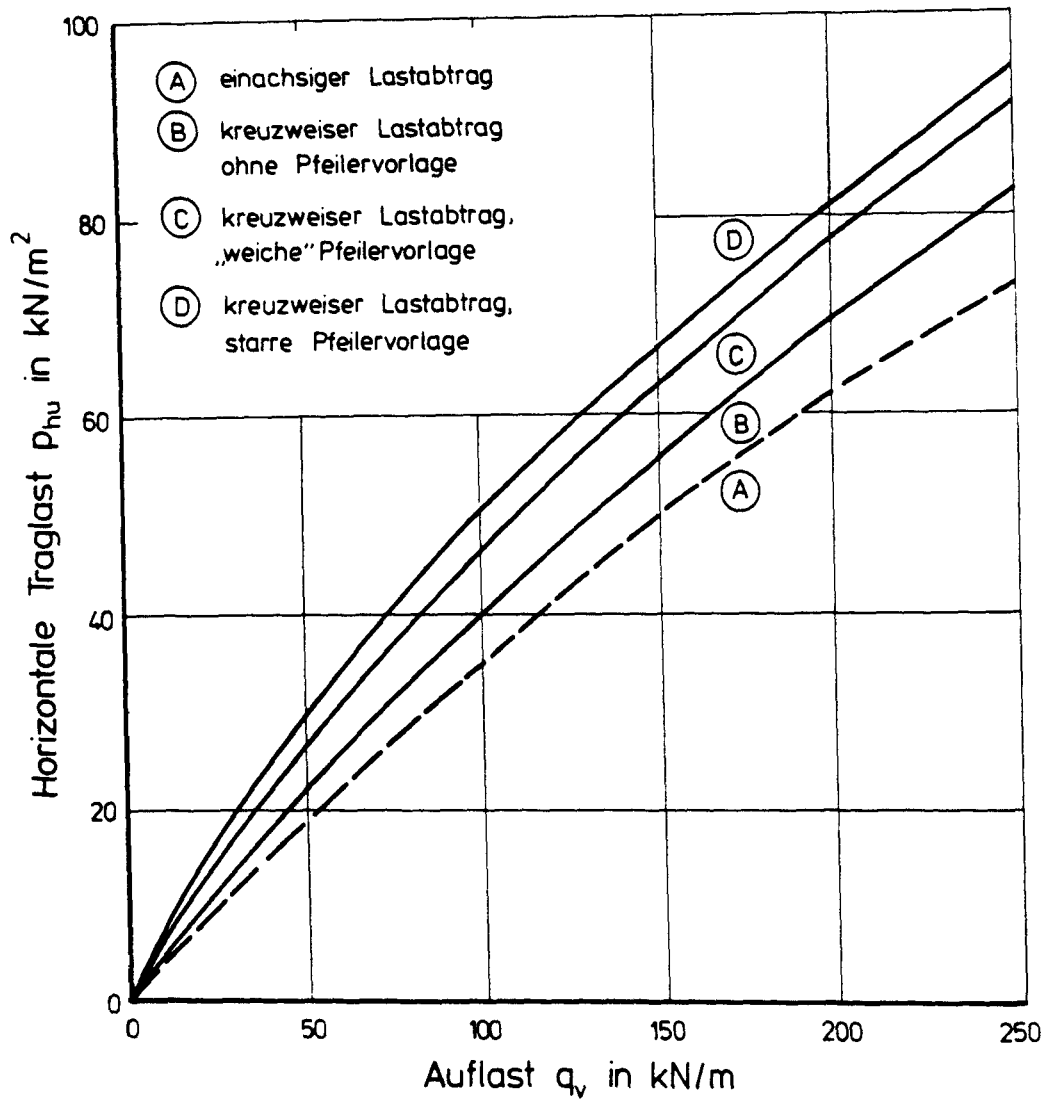
Wie in Abschnitt 7.1 gezeigt, bestimmt die Biegesteifigkeit der Pfeilervorlage den Umfang des Lastabtrages über die Queraussteifung und somit die Höhe des Biegemomentes über der vertikalen Mittelunterstützung. Bei "unendlich" großer Steifigkeit entsteht dort eine starre Lagerung der Wand. Der Zahlenwert des Stützmomentes entspricht der Höhe des Bruchmomentes m_x . Als Folge der Durchbiegung der Pfeilervorlage sinkt das Stützmoment ab. Bei einem Steifigkeitsverhältnis von Pfeilervorlage zu Mauerwerkswand von 3,0 stellt sich bei Wänden mit gelenkiger Kopf- und Fußlagerung näherungsweise ein gleichmäßiger Abtrag der Horizontallast über alle gelagerten Wandränder ein. Hierbei kann das Stützmoment über der Pfeilervorlage zu Null werden. Dies wird in Bild 45 durch die Linie C dargestellt.



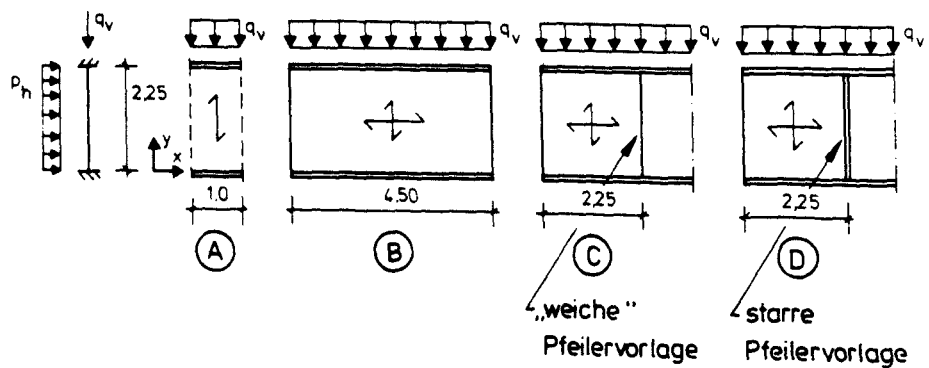
Materialangaben :

Mauerwerk : KS 20 - 2,0 - 3 DF ; $d_{mw} = 24 \text{ cm}$
 $\beta_{R,mw} = 5,0 \text{ MN/m}^2$; $\beta_{Z,St} = 1,2 \text{ MN/m}^2$
 $\mu = 0,6$; $\ddot{u} = 8,25 \text{ cm}$

Bild 45: Horizontale Traglasten durch Pfeilervorlagen verstärkter Mauerwerkswände mit gelenkiger Lagerung im Kopf- und Fußpunkt



Statische Systeme :



Materialangaben :

Mauerwerk : Mz 20 - 1,8 - RF; $d_{mw} = 25 \text{ cm}$
 $\beta_{R,mw} = 5,0 \text{ MN/m}^2$; $\beta_{Z,St} = 0,8 \text{ MN/m}^2$

Bild 46: Horizontale Traglasten durch Pfeilervorlagen verstärkter Mauerwerkswände mit Kopf- und Fußbeanspruchung

In beiden Bildern sind zu Vergleichszwecken Traglastkurven von einachsig lastabtragenden Wandstreifen angegeben.

Durch die Anordnung von Pfeilervorlagen können Traglaststeigerungen gelenkig gelagerter Wände mit Auflasten von 50 kN/m bis 200 kN/m von 50 % erreicht werden. Bei Wänden mit Kopf- und Fußeinspannung, was bei Wänden von Gebäuden der Regelfall ist, beträgt die Traglaststeigerung lediglich 16 % bis 34 %. Sie nimmt mit wachsender Wandauflast ab. Im Traglastzustand wird infolge des mit zunehmender Wandauflast anwachsenden Bruchmomentes $m_{y,u}$ der überwiegende Teil der Horizontallast über die Decke und Sohle abgeleitet. Das in Richtung der Lagerfugen zu erzeugende Bruchmoment $m_{x,u}$ ist bei Annahme eines spröden reißverschlußartigen Bruchverhaltens von Mauerwerk in der Höhe der Auflast nahezu unabhängig /22/. Es ist im Regelfall wesentlich kleiner als $m_{y,u}$ und ermöglicht daher nur einen vergleichsweise geringen Lastabtrag in horizontaler Richtung.

Wird eine verhältnismäßig biegeeweiche Pfeilervorlage zur Aussteifung von Mauerwerkswänden gewählt (Linie C in Bild 46) vermindert sich die Traglaststeigerung auf Werte von 10 bis 23 %. Anhand dieser rechnerischen Abschätzungen unter Berücksichtigung realer Randbedingungen wird deutlich, daß Pfeilervorlagen vergleichsweise niedriger Biegesteifigkeit nur einen relativ geringen Beitrag zur Traglaststeigerung horizontal und vertikal belasteter Mauerwerkswände leisten können.

7.3 Anschluß von Pfeilervorlagen an angrenzende Decken bzw. Sohlen

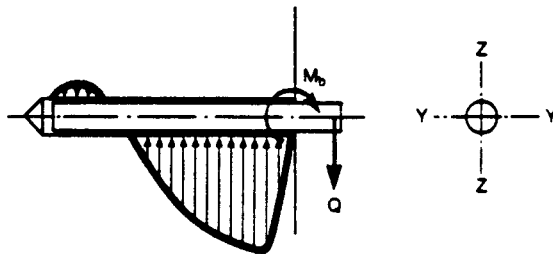
Bild 117 zeigt Konstruktionsvorschläge aus /3/ für den Anschluß von zwei unterschiedlich ausgeführten Pfeilervorlagen an die angrenzende Decke bzw. Sohle. Das Anschlußprinzip besteht in beiden Fällen darin, daß die Pfeilervorlagen durch Schwerlastdübel mit der Decke bzw. Sohle verbunden werden.

Bei der Verwendung von Pfeilervorlagen aus Profilstahl, die in einem Stück montiert werden, verbleibt aus einbautechnischen Gründen stets ein Differenzmaß von mindestens 1,5 cm zwischen lichter Kellerhöhe und der

Länge der Aussteifungsstütze. Dieser Zwischenraum ist mit einem quellfähigen Stopfmörtel kraftschlüssig auszufüllen. Diese, als Abstandsmontage bezeichnete Bauweise beeinflusst die Tragfähigkeit des Dübelanschlusses ganz erheblich, da die Dübel neben Querlasten auch durch Biegemomente bzw. Zug- und Druckkräfte beansprucht werden.

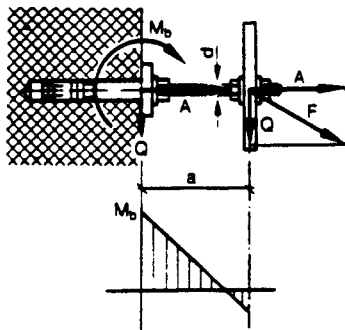
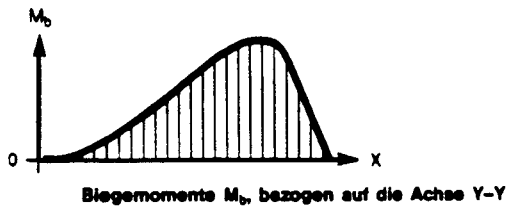
Bei Pfeilervorlagen aus Stahlbeton ist dies nicht der Fall. Hier werden die Kopf- und Fußplatten zunächst unter die Decke bzw. auf die Sohle gedübelt, an die vorher die Anschlußbewehrung für die Pfeilervorlage angeschweißt worden ist. Die Stahlplatten sind mit Hilfe eines Momentenschlüssels gegen die Decke bzw. Sohle zu verspannen. Die Höhe des erforderlichen Anzugsmoments wird in den entsprechenden bauaufsichtlichen Zulassungen der Dübel angegeben. Hier sind im Beanspruchungszustand nur Querkzugkräfte zu übertragen. Biegemomente M_b sind bei Einhaltung in Produktinformationen der Dübelhersteller enthaltener Standard-Befestigungshöhen (Bauteildicken) nicht zu berücksichtigen, da die empfohlenen Beanspruchbarkeitswerte für Quer- und Schrägzug in Versuchen unter Einbeziehung der Befestigungshöhe ermittelt wurden. Bild 47 zeigt die unterschiedlichen Beanspruchungsarten der Dübel in Abhängigkeit von der gewählten Montagetechnik.

Querbelasteter Bolzen im Bohrloch



Druckbelastung des Untergrundes im Schnitt Z-Z

DÜBELBEANSPRUCHUNG
BEI DURCHSTECK-
ODER VORSTECK-
MONTAGE



DÜBELBEANSPRUCHUNG
BEI ABSTANDS-
MONTAGE

Bild 47: Beanspruchung von Dübeln /23/

Die Höhe der aufzunehmenden Anschlußkraft errechnet sich aus der die Pfeilervorlage beanspruchenden Horizontallast. Diese kann nach der Elastizitätstheorie mit Hilfe von Tafelwerken für Plattentragwerke z.B. nach /24/ oder aus Bild 48 bestimmt werden.

Bei Zugrundelegung der Bruchlinientheorie bei der Bestimmung horizontaler Traglasten durch Pfeilervorlagen ausgesteifter Mauerwerkswände ist die Größe der Bruchtafeln neben den Pfeilervorlagen maßgebend für die Bestimmung der Anschlußkraft (Bild 49).

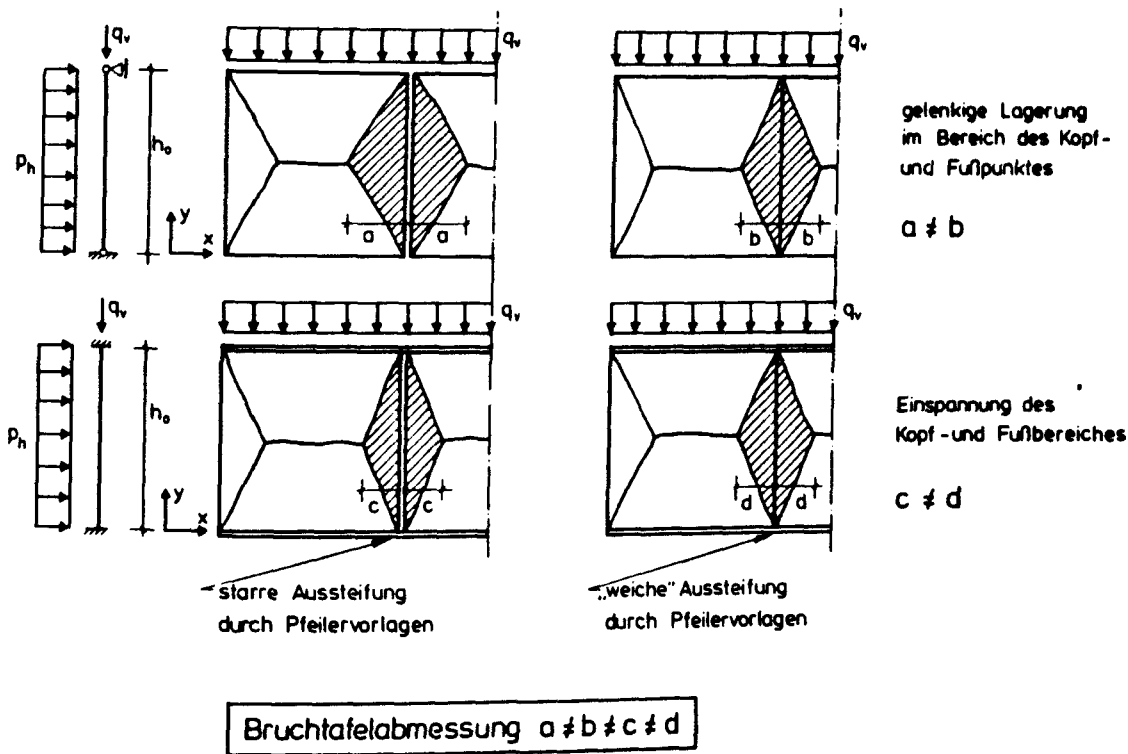


Bild 49: Bruchtafeln neben Pfeilervorlagen

Die Abmessungen der Bruchtafeln sind u.a. von der Größe der Bruchmomente $m_{y,u}$ und $m_{x,u}$ abhängig. Die Bruchmomentenwerte ergeben sich aus den Materialeigenschaften der auszusteifenden Mauerwerkswand und der Größe der Auflast q_v .

Tabelle 15 enthält eine Zusammenstellung von Anschlußkräften von Pfeilervorlagen, die auf der Grundlage der in den Bildern 45 und 46 dargestellten Traglastkurven ermittelt wurden.




		Lasteinflußflächen nach Bild 48		Lasteinflußflächen nach Bruchlinientheorie	
		Auflast q_u (kN/m)		Auflast q_u (kN/m)	
		50	250	50	250
Anschluß- kräfte (kN)	A_u 	36,1	113,9	25	47
	A_u 	18,6	66,1	16,8	30,38
	A_u 	45,7	128,2	24,2	40,1

Tabelle 15: Anschlußkräfte von Pfeilervorlagen

Man erkennt, daß in Abhängigkeit der Annahmen hinsichtlich der Größe der Lasteinflußflächen unterschiedlich große Anschlußkräfte bestimmt werden. Da die in Abschnitt 7.2 angegebenen horizontalen Traglasten auf der Grundlage der Bruchlinientheorie ermittelt wurden, wird es für konsequent erachtet, auch die auf dieser Grundlage bestimmten Anschlußkräfte der Pfeilervorlagen bei der Bemessung des Dübelanschlusses zu berücksichtigen.

Im folgenden wird über die Ergebnisse durchgeführter Bemessungen der Anschlußkonstruktion zwischen Pfeilervorlage und Decke bzw. Sohle berichtet.

Den Berechnungen liegen zugrunde:

- Bemessung für den Bruchzustand ($\gamma = 3,0$ /23/)
- Anschlußkräfte: $A_u = 47$ kN bzw. 128,2 kN (s. Tabelle 15)
- Deckendicke: $d = 16$ cm
- Druckfestigkeit des Decken- bzw. Sohlenbetons $\beta_w = 30$ MN/m²
- Dübeltyp: Hilti Schwerlastanker HSL /23/
- Produktinformationen der Firma Hilti
- Dübelabstände: siehe Bild 50

Bild 50 zeigt eine Schnittskizze des verwendeten Dübeltyp und enthält Angaben über angenommene Dübelabstände.

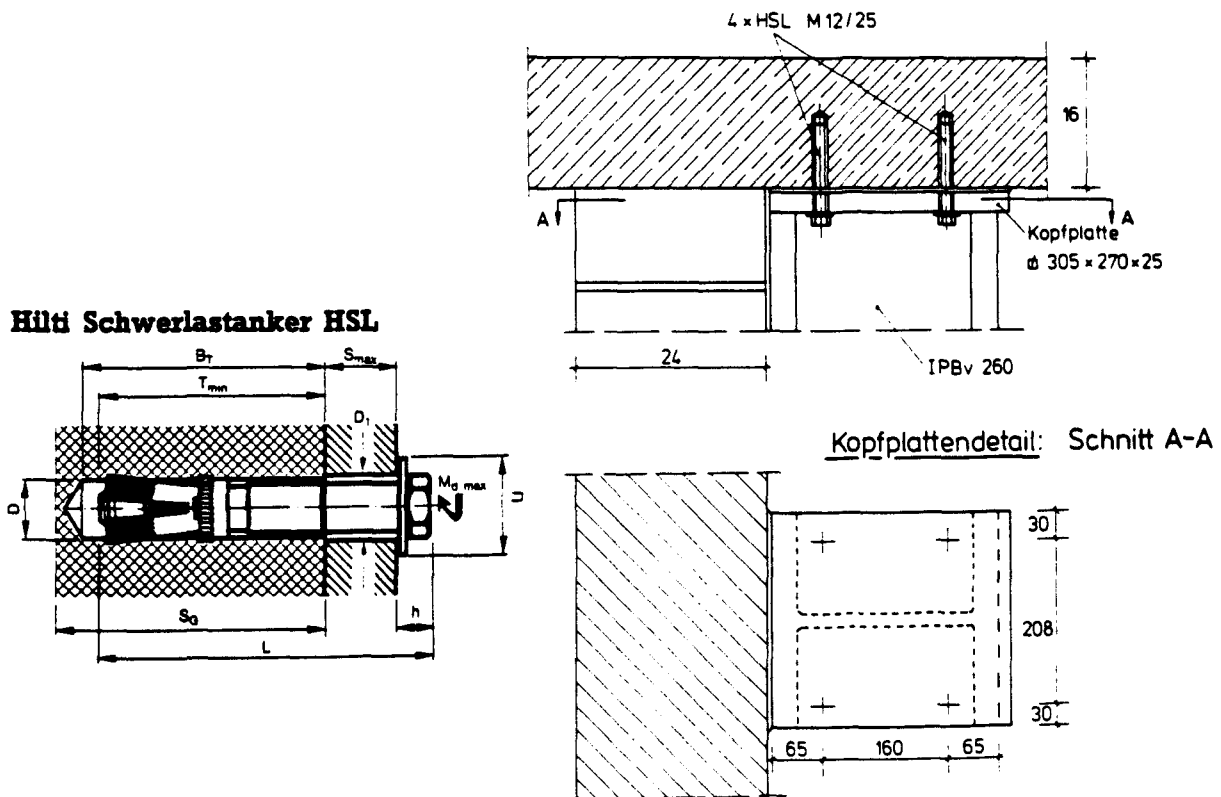


Bild 50: Anschlußkonstruktion einer Pfeilervorlage an die Decke

Die Traglasten der verwendeten Dübel errechnen sich aus den vom Hersteller empfohlenen, im Gebrauchslastenzustand aufnehmbaren Dübellasten multipliziert mit einem Sicherheitsbeiwert von $\gamma = 3$. Als Nachweise wurden durchgeführt:

- Kontrolle gegen Untergrundbruch,
- Kontrolle gegen Dübelbruch und
- Biegespannungsnachweise bei Abstandsmontage

Tabelle 16 enthält Angaben zu der erforderlichen Dübelanzahl sowie zu deren Größe.

	Abstandsmontage	Durchsteckmontage
$A_u = 128,2 \text{ kN}$	Anschluß nicht möglich	4 x M 12/25 Standard 8.8
$A_u = 47,0 \text{ kN}$	4 x M 12/25 ¹⁾ Standard 8.8	4 x M 10/20 Standard 8.8

1) Stahlflußspannung von $R_{p0,2} = 640 \text{ N/mm}^2$ (Stahlgüte 8.8) nahezu vollständig ausgenutzt

Tabelle 16: Ergebnisse von Dübelbemessungen zum Anschluß von Pfeilervorlagen an Decke bzw. Sohle

Die maximale Dübelgröße wird durch die Deckendicke vorbestimmt. Bei einer angenommenen Dicke von $d = 16 \text{ cm}$ können Dübel bis zu einer Größe von M 12 eingebaut werden. Aus diesem Grund war eine Bemessung für $A_u = 128,2 \text{ kN}$ bei Annahme einer Abstandsmontage von Pfeilervorlagen aus Profilstahl nicht möglich.

Die Angabe einer Standarddübelgröße für den Anschluß von Pfeilervorlagen ist aufgrund der vielfältigen Parameter nicht möglich. Die Ergebnisse der beispielhaft durchgeführten Bemessung besitzen keine allgemeingültige Aussagekraft, sondern gelten nur für die Vorgaben des Bemessungsbeispiels. Zur Verallgemeinerung wären Bauteiluntersuchungen durchzuführen, um die Größe der Lasteinflußflächen festzustellen, deren Querlasten die Höhe der Dübelbeanspruchung im Anschlußpunkt von Pfeilervorlage und Decke bzw. Sohle bestimmen.

8.0 Zusammenfassung

Es war zu prüfen, inwieweit es möglich ist, Kellerwände aus bestehendem Mauerwerk mit einem angemessenen Aufwand so zu verstärken, daß die Anforderungen des Grundschatzes hinsichtlich der mechanischen Beanspruchung erfüllt werden können.

Über die Ergebnisse rechnerischer Untersuchungen von baulichen Maßnahmen zur nachträglichen Ertüchtigung von Mauerwerk aus vorhandener Bausubstanz wurde im Abschlußbericht Juni 1989 berichtet /3/. Dort wurden flächenhafte Wandverstärkungen in Form von stahlfaser- oder betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten und örtliche Verstärkungen durch Pfeilervorlagen als besonders wirkungsvoll bewertet. Die zunächst aufgrund theoretischer Studien gemachten Aussagen waren jedoch durch experimentelle Untersuchungen noch zu bestätigen.

Die Ergebnisse der nunmehr durchgeführten Bauteilversuche zum Trag- und Verformungsverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände und der Traglastrechnungen zur Abschätzung der Verstärkungswirkung von Pfeilervorlagen sind Gegenstand des vorliegenden Berichtes. Weiterhin werden die Schubtragfähigkeit verstärkten Mauerwerks beurteilt sowie Maßnahmen zur Schubsicherung von Wänden durch experimentell abgesicherte Berechnungen vorgestellt.

Zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände wurden zunächst 10 Wände aus Kalksandvollstein- oder Vollziegelmauerwerk in transportablen Stahlrahmen hergestellt. Nach deren Austrocknung wurden sie durch betonstahlbewehrte, stahlfaserbewehrte oder unbewehrte Querschnittsergänzungsschichten aus PCC-Spritzmörtel einseitig oder beidseitig flächenhaft verstärkt. Ihre Prüfung erfolgte in einem Wandprüfstand durch Aufbringung einer konstant gehaltenen Vertikallast und Beaufschlagung der Wände mit einem horizontal wirkenden stufenweise erhöhten Druck senkrecht zur Wandebene. Es wurden Bewehrungsart, Bewehrungsgrad sowie Höhe und Art der Lasteinleitung der Vertikallast variiert. In begleitenden Materialuntersuchungen wurden Werkstoffkennlinien von Mauerwerk, PCC-Spritzmörtel und stahlfaserbewehr-

tem PCC-Spritzmörtel für die rechnerische Überprüfung der Versuchsergebnisse sowie weiterer Traglastrechnungen bestimmt.

Die in Bauteiluntersuchungen an der Biegebewehrung oder auf der Oberfläche stahlfaserbewehrter Ergänzungsschichten gemessenen Dehnungen verliefen nahezu affin zur Biegemomentenlinie. Es wurden keine nennenswerten Relativverschiebungen zwischen Mauerwerk und Querschnittsergänzungsschicht festgestellt, so daß von einem starren Verbund der Querschnittsmaterialien auszugehen war. Diese Feststellung wird durch die Ergebnisse von Haftscherprüfungen von PCC-Spritzmörtel auf Mauerwerk bestätigt. Hierbei wurden an Prüfkörpern mit sandgestrahlter Mauerwerksoberfläche stets Scherbrüche im Steinmaterial festgestellt. Auf die Aufbringung einer Haftbrücke kann somit verzichtet werden.

Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung sind für die Bemessung flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände mit Schlankheiten von $\lambda = h/d \leq 10$ und Wandauflasten bis 150 kN/m ohne Bedeutung. In Bauteilversuchen waren ihre Zahlenwerte kleiner als 10 % der Biegemomente nach Theorie I. Ordnung.

An verstärkten Mauerwerkswänden von 30 cm Dicke, mit endverankerter Biegebewehrung und 50 kN/m Wandauflast wurden horizontale Traglasten von 95 kN/m² gemessen. Dies entspricht etwa der 5-fachen Traglast vergleichbarer unverstärkter Mauerwerkswände. Im Mittel betrugen die Traglaststeigerungen von Wänden, die durch betonstahlbewehrte oder stahlfaserbewehrte Querschnittsergänzungsschichten verstärkt worden waren, 200 % bis 400 %.

Eigenspannungen aus behindertem Schwinden der Spritzmörtelschicht wirken sich auf das Verformungsverhalten verstärkter Mauerwerkswände aus. Sie bewirken eine Verminderung der anrechenbaren Zugfestigkeit des Spritzmörtels der Ergänzungsschicht für den Tragquerschnitt. Flächenhafte Wandverstärkungen sollten nicht unbewehrt ausgeführt werden, da die Höhe der anrechenbaren Zugfestigkeit des Spritzmörtels nur sehr ungenau erfaßt werden kann. Außerdem versagen derartig verstärkte Wände schlagartig, ohne vorherige Bruchankündigung.

Mit Hilfe eines geeigneten Rechenverfahrens konnte das Trag- und Verformungsverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände mit guter Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Größen nachvollzogen werden: Die Abweichungen bei den Traglasten lagen i.M. zwischen 5 % und 10 %.

Mauerwerkswände mit unverankerter Biegebewehrung der Ergänzungsschichten versagten stets durch Schubbruch bevor ihre erhöhte Biegetragfähigkeit ausgeschöpft werden konnte. Die Traglasteinbußen betrugen bis zu 50 %. Hier wird die Schubtragfähigkeit der Mauerwerksschicht oder der Spritzmörtelschale maßgebend. Das Schubbruchverhalten verstärkten Mauerwerks konnte mit Hilfe eines hierfür entwickelten Trag- und Rechenmodells zutreffend nachvollzogen werden. Zur Bestätigung seiner Allgemeingültigkeit sind jedoch noch zusätzliche Untersuchungen erforderlich.

Die Schubsicherung verstärkter Mauerwerkswände kann durch Stahlwinkel gewährleistet werden, die mit Hilfe von Schwerlastankern M 12/25, Dübelabstand 20 cm, an angrenzende Bauteile fixiert werden. Es können auf diese Weise Auflagerkräfte verstärkter Kellerwände mit Höhen von 2,25 m bis 2,5 m aufgenommen werden, die größer sind, als zur Gewährleistung des Grundschutzes von Hausschutzräumen erforderlich ist.

Durch Anordnung von Pfeilervorlagen aus Profilstahl oder Stahlbeton mit einer zwei- bis dreifachen Biegesteifigkeit von 1,0 m breiten Streifen aus Mauerwerkswänden kann die horizontale Beanspruchbarkeit unverstärkten Mauerwerks um 50 % gesteigert werden. Es wurde nachgewiesen, daß bei Verwendung von Schwerlastankern die in Pfeilervorlagen eingeleiteten Horizontallasten auf die angrenzenden Decken abgetragen werden.

Mit den in den Abschlußberichten zum ersten und zweiten Teil des Forschungsvorhabens vorgelegten Ergebnissen stehen ausreichende Grundlagen für die Bewertung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerk und von Verstärkungsmaßnahmen zur Ertüchtigung von Mauerwerkswänden zur Verfügung. Eine Bemessung für spezielle Verstärkungsmaßnahmen im Hinblick auf die Belange des Grundschutzes kann jedoch erst erfolgen, wenn zusätzlich zu dem nunmehr bekannten Trag- und Verformungsverhalten für den Bruchzustand von Seiten des Gesetzgebers notwendige und wirtschaftlich sinnvolle Sicherheitsbeiwerte für die zu beachtenden Lastfälle festgelegt werden.

LITERATURVERZEICHNIS:

- / 1/ Kordina, Westphal, Gunkler:
Untersuchungen zur Standsicherheit von Wänden in alter Bausubstanz unter Horizontaldruck.
Untersuchungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, November 1986.
- / 2/ Kordina, Gunkler:
Biegetragfähigkeit von Mauerwerk mit den Eigenschaften alter Bausubstanz unter Druckbeanspruchung.
Untersuchungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Juni 1988.
- / 3/ Kordina, Gunkler:
Bauliche Maßnahmen zur nachträglichen Ertüchtigung von Mauerwerk aus vorhandener Bausubstanz zur Erhöhung ihrer Biegetragfähigkeit, 1. Forschungsabschnitt
Untersuchungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Juni 1989.
- / 4/ Bautechnische Grundsätze für Hausschutzzräume des Grundschatzes, Fassung Februar 1972, in Verbindung mit dem Ergänzungsblatt vom Juni 1976.
Bundesanzeiger Nr. 143 vom 03.08.1976.
- / 5/ Bautechnische Grundsätze für Hausschutzzräume des Grundschatzes für 10, 15 und 25 Personen in ein- und zweigeschossigen Wohngebäuden.
Fassung: Entwurf Dezember 1990.
- / 6/ Bautechnische Grundsätze für Hausschutzzräume des Grundschatzes für 25 und 50 Personen in drei- und mehrgeschossigen Gebäuden.
Fassung: Entwurf Dezember 1990.
- / 7/ Schnütgen, B.:
Bewertung von Ergebnissen der Materialprüfung für Bemessungsmodelle von Stahlfaserbeton.
Konstruktiver Ingenieurbau, Bericht 42 der Ruhruniversität Bochum.
- / 8/ Schnütgen, B.:
Verhalten von Stahlfaserbeton.
Darmstädter Masivbau-Seminar Band 3, 1990.
- / 9/ Schnütgen, B.:
Rohre aus Stahlfaserbeton.
Beton und Stahlbeton 1989, Heft 4. Verlag Wilhelm Ernst und Sohn.
- /10/ Schnütgen, B.:
Bemessung von Stahlfaserbeton und ihre Problematik.
Konstruktiver Ingenieurbau - Bericht 37 der Ruhruniversität Bochum.
- /11/ Haß, R.:
Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton.
Dissertation 1986, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig.

- /12/ Frey, J.:
Zur Berechnung von vorgespannten Stahl-Verbundtragwerken im
Gebrauchszustand.
Der Stahlbau 1985, Heft 6.
- /13/ Frey, J.:
Zur Berechnung von vorgespannten Beton-Verbundtragwerken im
Gebrauchszustand.
Beton und Stahlbeton, Heft 11 und 12.
- /14/ Frey, J.; Trost, H.:
Zur Berechnung von teilweise vorgespannten Betontragwerken im
Gebrauchszustand.
Beton und Stahlbeton 1983, Heft 11 und 12.
- /15/ Trost, H.:
Auswirkung des Superpositionsprinzips auf Kriech- und
Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton.
Beton und Stahlbeton 62 (1967), Heft 10 und 11.
- /16/ Glitza, H.:
Zum Kriechen von Mauerwerk.
Die Bautechnik 1985, Heft 12.
- /17/ Konietzko, A.:
Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter
zementgebundener Betone (PCC).
Dissertation 1988, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz,
TU Braunschweig.
- /18/ Prüfzeugnis Nr. M 9100912 der amtlichen Materialprüfanstalt für Steine
und Erden, Clausthal-Zellerfeld, vom 11.01.1990.
- /19/ Schwennicke, A.:
Zur Berechnung von Stahlbetonbalken und Scheiben im gerissenen Zustand
unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen.
Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, TU Berlin 1983.
- /20/ Grzeschkowitz, R.:
Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter
Berücksichtigung der schiefen Biegung.
Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz,
TU Braunschweig
- /21/ Lind, V.:
Beiträge zur Aussteifung von Wänden durch Stahlträger und zur
Kantenfestigkeit von Mauerwerk.
Dissertation TU Braunschweig 1983.
- /22/ Mann, W.; Tonn, V.:
Das Tragverhalten von zweiachsig gespannten Mauerwerkswänden unter
gleichzeitig wirkender horizontaler und vertikaler Belastung.
Mauerwerkskalender 1989, Verlag W. Ernst und sohn.
- /23/ Hilti-Handbuch der Befestigungstechnik, Anker und Dübelmontage.
Ausgabe Juli 1980.

- /24/ Czerny, F.:
Tafeln für Rechteckplatten.
Betonkalender 1982, Teil 1, Verlag Wilhlem Ernst und Sohn.
- /25/ Heft 240 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton
- /26/ BS 5628: Code of practice for structural use of masonry, part 2:
reinforced masonry.
- /27/ EC 6: Gemeinsame einheitliche Regeln für Mauerwerksbauten,
Entwurf 1988.
- /28/ DIN 1053, Teil 3: Mauerwerk, bewehrtes Mauerwerk - Berechnung und
Ausführung
- /29/ Einnatz, H.J.:
Bemessung und Herstellung von Ziegelstürzen.
Die Ziegelindustrie Heft 7, 1967.
- /30/ Martin, H.; Sager, H.:
Schubtragfähigkeit von bewehrten Mauerwerksplatten.
Institut für Betonstahl und Stahlbetonbau e.V.,
Forschungsbericht zum Vorhaben IV 1-5-414/84, Dezember 1986.
- /31/ Sinha, B.P.:
Reinforced grouted cavity brickwork.
Building Research and Practice, Juli/August 1982.
- /32/ Müller, H.:
Untersuchungen zum Tragverhalten von querkraftbeanspruchtem Mauerwerk.
Dissertation TH Darmstadt, 1974.
- /33/ Schneider, K.-J. et al:
Schneider Bautabellen, 9. Auflage, Werner Verlag 1990.
- /34/ Hofmann, P.; Stöckl, S.:
Versuche zum Haftscherverhalten der Lagerfugen von Mauerwerk.
Abschlußbericht, Lehrstuhl für Massivbau, Institut für
Bauingenieurwesen III, TU München, September 1985.
- /35/ Zelger, C.; Schellbach, G.:
Vorschläge für die Bemessung von Ziegelstürzen.
Die Ziegelindustrie, Heft 24, 1967.

ANHANG

zum Abschlußbericht über

BAULICHE MAßNAHMEN ZUR NACHTRÄGLICHEN ERTÜCHTIGUNG VON MAUERWERKSWÄNDEN ZUR ERHÖHUNG IHRER BIEGETRAGFÄHIGKEIT

2. Forschungsabschnitt

Der Anhang umfaßt

13 Anlagen mit
21 Tabellen und
67 Bildern

	KS 1	KS 2	Mz 1
Steinmaterial/ Entnahmeort	Kalksandsteine Werk: BS-Gifhorn	Kalksandsteine Werk: BS-Gifhorn	Mauerziegel Kneitlingen
Bezeichnung	KS G	KS G	Mz (Reichs- format)
Format- kurzzeichen	3 DF	2 DF	RF
Anzahl der Einzelprüfungen	6	6	12
Maße (Mittel) [mm]			
l	240	240	258
b	175	114	128
h	115	114	61
Rohdichte $\rho_{St,3}$ trocken [kg/dm ³]			
\bar{x}	1,690	1,690	1,848
s	0,0165	0,005	0,066
v(%)	0,98	0,3	3,57
Druckfestigkeit $\beta_{D,St}$ [N/mm ²]			
\bar{x}	38,8	22,1	21,32
x_{min}	35,4	21,7	13,49
s	2,266	0,43	7,0
v(%)	5,84	1,95	32,8
Normbezeichnung	DIN 106 - KSV 28-1,8-3 DF	DIN 106 - KSV 12-1,8-2 DF	Mz-12-1,8-RF
Zuordnung zu Versuchswand Nr.	W3, W7, W8, W9	W10	W1, W2, W4, W5, W6

Tabelle 17: Ergebnisse von Mauersteinprüfungen

Mauer- mörtel der Prüf- wände	Frischmörtel Ausbreitmaß [cm]	Prüfung: nach 28 Tagen			Prüfung: zum Zeitpunkt der Hauptversuche			
		Rohdichte [g/dm ³]	Biegezug- festigkeit [N/mm ²]	Druck- festigkeit [N/mm ²]	t [Tage]	Rohdichte [g/dm ³]	Biegezug- festigkeit [N/mm ²]	Druck- festigkeit [N/mm ²]
W1	16,6	1833	2,61	9,25	218	1891	2,95	10,85
W2	17,7	1902	3,70	12,82	208	1916	3,72	14,85
W3	15,4	1846	3,60	11,37	219	1870	3,73	13,71
W4	16,0	1845	2,67	8,12	212	1851	2,93	9,78
W5	17,3	1813	3,47	10,38	211	1820	3,59	11,99
W6	15,7	1839	3,20	10,29	208	1845	3,40	11,80
W7	17,3	1839	3,95	13,25	215	1856	4,02	14,50
W8	16,9	1847	3,26	10,86	216	1856	3,62	12,26
W9	17,3	1894	3,38	11,05	204	1913	3,54	12,98
W10	17,1	1819	3,45	9,83	219	1842	3,61	10,98

Tabelle 18: Mörtelprüfungen nach DIN 18 555 T 3 des Mauermörtels
der Versuchswände

Mauermörtel der Norm- prüfkörper	Frischmörtel Ausbreitmaß [cm]	Prüfung: nach 28 Tagen			Prüfung: während der Nebenversuche			
		Rohdichte [g/dm ³]	Biegezug- festigkeit [N/mm ²]	Druck- festigkeit [N/mm ²]	t [Tage]	Rohdichte [g/dm ³]	Biegezug- festigkeit [N/mm ²]	Druck- festigkeit [N/mm ²]
KS A 1...4	16,6	1767	1,98	5,57	175	1780	2,01	5,70
KS B 1...4	19,2	1766	2,21	6,47	176	1790	1,97	6,33
Mz A 1...3	17,7	1902	3,70	12,82	236	1916	3,72	14,85
Mz A 4	16,0	1845	2,67	8,12	212	1851	2,93	9,78
Mz B 1...3	16,9	1847	3,26	10,86	216	1856	3,62	12,26
Mz B 4	16,9	1847	3,26	10,86	216	1856	3,62	12,26

Tabelle 19: Prüfung nach DIN 18 555 T 3 des Mauermörtels der Mauerwerks-
Normprüfkörper nach DIN 18 554 T 1

Bezeichnung	Steinsorte	Mörtel- gruppe	Probekör- peranzahl	Probekör- perdicke [cm]	Probekörper- schlankeit h/d	Belastungsart	
						zentrisch	exzentrisch
KS A 1...3	KSV 12-1,8-2DF	IIa	3	11,5	5,4	X	
KS A 4	KSV 12-1,8-2DF	IIa	1	11,5	5,4		X
KS B 1...3	KSV 28-1,8-3DF	III	3	17,5	3,7	X	
KS B 4	KSV 28-1,8-3DF	III	1	17,5	3,7		X
MZ A 1...3	Mz 12-1,8-RF	III	3	12,5	3,1	X	
MZ A 4	Mz 12-1,8-RF	III	1	12,5	3,1		X
MZ B 1...3	Mz 12-1,8-RF	III	3	26,0 ¹⁾	3,0	X	
MZ B 4	Mz 12-1,8-RF	III	1	26,0 ¹⁾	3,0		X

¹⁾ im Blockverband gemauert

Tabelle 20: Umfang der Mauerwerksprüfungen nach DIN 18 554 T 1

Bezeichnung	Anzahl der Prüf- körper	Prüfung auf			Herstellung		σ - ϵ -Linie	Alter [d]
		Zug	Druck	E-Modul	separat	geschnitten		
SPR	5	X		X		X	X	355
SP 1 ... 6	6		X	X		X	X	56
SP 7 ... 11	5	X		X		X	X	56
SP 12 ... 17	6		X	X		X	X	198
SP 18 ... 23	6	X		X		X	X	198
SP 24 ... 26	3		X	X	X		X	28
SP 27 ... 29	3	X		X	X		X	28
SP 30 ... 35	6		X	X	X		X	92
SP 36 ... 41	6	X		X	X		X	92

Tabelle 21: Umfang der Materialuntersuchungen an Mörtelprismen 40 x 40 x 160 mm zur Ermittlung von Spannungs-Dehnungslinien von PCC-Spritzmörtel

Bezeichnung	Anzahl der Prüf- körper	Prüfung auf			Prüfzylinder		σ - ϵ -Linie	Alter [d]
		Zug	Druck	E-Modul	\emptyset [mm]	h/d		
SPF 1 ... 5	5	X			80	2	X	118
SPF 9 ... 13	5		X	X	100	2	X	119
SPF 17 ... 19	3		X	X	100	2	X	435

Tabelle 22: Prüfungsumfang zur Ermittlung von Spannungs-Dehnungslinien von PCC-Stahlfaser-Spritzmörtel (Bohrkerne aus Rückstellproben)

Siebgrößen [mm]	Siebrückstände (Mittelwert) [M.-%]
8	-
4	1,2
2	8,8
1	18,4
0,5	17,1
0,25	16,6
0,125	12,8
0,063	4,7
< 0,063	20,4

Tabelle 23: Kornzusammensetzung des Zuschlages des verwendeten PCC-Spritzmörtels /18/

	Festkörpergehalt [M.-%] 1)		
Einzelwerte	33,5	34,0	33,7
Mittelwert		33,7	

1) Ermittelt nach DIN 53 189 durch Trocknung bei 105 °C

Tabelle 24: Festkörpergehalt der Kunststoff-Copolymer-Dispersion /18/

<u>Anmachflüssigkeit:</u>
Wasser / Kunststoff-Copolymer-Dispersion 2 / 1 [Gew.-%]
<u>Frischmörtel:</u>
Trockenmörtel / Anmachflüssigkeit 100 / 12 [Gew.-%]

Tabelle 25: Mischungsverhältnisse des PCC-Mörtels nach Herstellerangabe /18/

Längenänderung ‰ bezogen auf die Ausgangsspannung bei (23 ± 2) °C		
	nach Erwärmung bei (80 ± 2) °C	nach Erwärmung bei (23 ± 2) °C
Mittelwert	0,733	0,133

Wärmedehnzahl $\alpha_{23/80} = 12,9 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$

Tabelle 26: Thermische Dehnung des PCC-Spritzmörtels, ermittelt in Anlehnung an DIN 42 450 /18/

	bez. Biegezug- festigkeiten [%] $\frac{\beta_{BZ}^{Ca(OH)_2}}{\beta_{BZ}^{(o)}} \cdot 100 \%$	bez. Druck- festigkeiten [%] $\frac{\beta_D^{Ca(OH)_2}}{\beta_D^{(o)}} \cdot 100 \%$
Mittelwert *)	36,5	96,8

*) 28-tägige Lagerung in Calciumhydroxidlösung (50 ± 2) °C und Prüfung nach 90 Tagen

Tabelle 27: Beständigkeit des PCC-Mörtels gegen Calciumhydroxidlösung /18/

Probenalter [d]	1	2	3	7	28	90
Gewicht [g]	576	573,8	571,9	570,0	567,2	566,1
Längenänderung [‰]	-	0,07	0,10	0,28	0,75	0,95

Tabelle 28: Schwindverhalten des PCC-Mörtels, ermittelt nach DIN 42 450 /18/

	1	2	7	28
Rohdichte ¹⁾ [kg/dm ³]	2,21	2,20	2,18	2,16
Biegezugfestigkeit ¹⁾ [N/mm ²]	4,0	5,1	6,5	10
Druckfestigkeit ¹⁾ [N/mm ²]	15	24	41	48

1) Mittelwerte

Tabelle 29: Festmörteleigenschaften des PCC-Mörtels nach
DIN 18 555 Teil 3 /18/

Proben- alter [d]	dynamischer Elastizitätsmodul [N/mm ²] (Mittelwerte)	
	Lagerung 23 °C	Lagerung 80 °C
28	37500	33500

Tabelle 30: Dynamischer Elastizitätsmodul des PCC-Spritzmörtels /18/

Halogengehalt gemahlenen, 7 Tage alten Festmörtels [M.-%]	0,007		
Stromdichte von PCC-Spritzmörtelproben [µA/cm ²]	Probe	1 h	24 h
	1	0,1	0,1
	2	0,1	0,1
	3	0,1	0,1

Tabelle 31: Halogengehalt und Stromdichte des PCC-Spritzmörtels /18/

Zeit [h]	Ausbreitmaße ²⁾ [cm]		
	Normalklima 23/50-2		
	23 °C	5 °C	30 °C
sofort (3 min)	16,0	17,0	16,0
0,25	15,6	16,0	16,0
0,50	15,2	16,0	15,2
0,75	15,0	15,5	14,5
1,00	14,8	15,5	14,0
1,25	14,3	15,1	13,8
1,50	14,0	14,8	13,5
2,00	13,8	14,0	12,5
4,00	11,0	13,0	n.b. ¹⁾
6,00	n.b. ¹⁾	n.b. ¹⁾	n.b. ¹⁾

1) n.b.: nicht bestimmbar
2) nach DIN 18 555 Teil 2

Tabelle 32: Konsistenzmessung und Prüfung des temperatur- und zeitabhängigen Ansteifens /18/

Rohdichte [g/cm ³] ¹⁾		Luftporengehalt [Vol.-%] ¹⁾	
Einzelwerte	Mittelwert	Einzelwerte	Mittelwert
2,212 2,220 2,210	2,214	4,4 3,8 4,2	4,1

1) gespritzte Frischmörtelproben

Tabelle 33: Frischmörtelrohddichte und Luftporengehalt des PCC-Spritzmörtels in Anlehnung an DIN 18 555 Teil 2 /18/

Nr.	Verstärkung		Bewehrung			Querschnittsabmessungen [cm]							
	ein-seitig	beid-seitig	Betonstahl-matte	Stahl-fasern	unbe-wehrt	d ₀	b ₀	d _{mw}	d _{sp1}	d _{sp2}	h	e _Z	Z _i
W1		X			X	17,7	64,5	12,5	2,6	2,6	-	0	8,90
W2	X			X		17,1	64,0	12,5	4,6	-	-	6,80	4,05
W3	X			X		21,5	61,5	17,5	4,0	-	-	4,75	9,00
W4	X		X			16,5	64,5	12,5	4,0	-	-	6,75	3,50
W5	X		X			29,5	67,5	25,5	4,0	-	27,7	8,00	8,80
W6	X		X			30,3	68,0	25,5	4,8	-	14,2	7,80	9,80
W7	X		X			21,7	64,0	17,5	4,2	-	19,7	5,35	7,60
W8	X		X			21,6	63,5	17,5	4,1	-	19,8	5,32	7,53
W9	X		X			21,5	64,0	17,5	4,0	-	19,7	5,14	7,61
W10	X				X	15,0	63,5	11,5	3,5	-	-	4,60	4,65

Tabelle 34: Angaben zur Querschnittsgeometrie der Versuchswände

	Versuchswände					
	W4	W5	W6	W7	W8	W9
Normalkraft: N_u [kN]	- 36,9	- 38,7	- 39,1	- 36,2	- 83,5	129,3
Mauerwerk:						
$E_{o,mw}$ [MN/m ²]	3648	5250	5250	9286	9286	9286
$\beta_{D,mw}$ [MN/m ²]	10,13	11,50	11,50	16,37	16,37	16,37
$\epsilon_{s,mw}$ [°/oo]	- 4,55	- 3,74	- 3,74	- 3,56	- 3,56	- 3,56
$\epsilon_{u,mw}$ [°/oo]	- 8,32	- 5,55	- 5,55	- 5,39	- 5,39	- 5,39
$n_{1,mw}$ [-]	1,64	1,71	1,71	2,02	2,02	2,02
$n_{2,mw}$ [-]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
PCC-Spritzmörtel:						
$E_{o,sp}$ [MN/m ²]	35250	35250	35250	35250	35250	35250
$\beta_{D,sp}$ [MN/m ²]	64,50	64,50	64,50	64,50	64,50	64,50
$\epsilon_{s,sp}$ [°/oo]	- 3,00	- 3,00	- 3,00	- 3,00	- 3,00	- 3,00
$\epsilon_{u,sp}$ [°/oo]	- 3,50	- 3,50	- 3,50	- 3,50	- 3,50	- 3,50
$\Delta\beta_{Z,sp}$ [MN/m ²]	2,90	1,42	1,87	1,64	1,26	1,26
$\epsilon_{sZ,sp}$ [°/oo]	+ 0,08	+ 0,04	0,05	0,046	0,035	0,035
$\epsilon_{uZ,sp}$ [°/oo]	+ 2,84	+ 3,06	+ 3,06	+ 3,08	3,08	3,08
$n_{1,sp}$ [-]	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64
$n_{2,sp}$ [-]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$m_{1,sp}$ [-]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
$m_{2,sp}$ [-]	0,41	3,10	1,70	1,60	2,40	2,40
Betonstahl:						
$E_{s,S}$ [N/mm ²]	199500	200600	200600	201172	201172	201172
$\beta_{s,S}$ [N/mm ²]	566	614	614	620	620	620
$\epsilon_{s,S}$ [°/oo]	+ 2,84	+ 3,06	+ 3,06	+ 3,08	+ 3,08	+ 3,08
$\epsilon_{u,S}$ [°/oo]	+ 5,00	+ 5,00	+ 5,00	+ 5,00	+ 5,00	+ 5,00
$\Delta\epsilon_{s,sw}$ [°/oo]	- 0,64	- 0,48	- 0,51	- 0,50	- 0,50	- 0,50
A_s [cm ²]	1,38	2,32	2,32	1,61	1,61	1,61

Tabelle 35: Mechanische Kennwerte zur Berechnung des Last-Verformungsverhaltens von Mauerwerkswänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten

		Versuchswände	
		W2 1)	W3
Normalkraft			
N_u	[kN]	- 35,25	- 34,9
Mauerwerk			
$E_{o,mw}$	[MN/m ²]	3648	9286
$\beta_{D,mw}$	[MN/m ²]	10,13	16,37
$\epsilon_{s,mw}$	[⁰ /oo]	- 4,55	- 3,56
$\epsilon_{u,mw}$	[⁰ /oo]	- 8,32	- 5,39
$n_{1,mw}$	[-]	1,64	2,02
$n_{2,mw}$	[-]	0,00	0,00
PCC-Stahlfaserspritzmörtel:			
$E_{o,spf}$	[MN/m ²]	34700	34700
$\beta_{D,spf}$	[MN/m ²]	61,0	61,0
$\epsilon_{so,spf}$	[⁰ /oo]	- 3,0	- 3,0
$\epsilon_{uo,spf}$	[⁰ /oo]	- 3,56	- 3,56
$n_{1,spf}$	[-]	1,71	1,71
$n_{2,spf}$	[-]	0,00	0,00
$\beta_{Z(II),spf}$ 2)	[MN/m ²]	1,93	1,93
$\beta_{Z(II),spf}$ 3)	[MN/m ²]	2,25	2,25
$\beta_{Z(II),spf}$ 4)	[MN/m ²]	2,50	2,50
$\epsilon_{sZ,spf}$ 5)	[⁰ /oo]	+ 0,056	+ 0,056
$\epsilon_{sZ,spf}$	[⁰ /oo]	+ 10,0	+ 10,0
$m_{1,spf}$	[-]	1,0	1,0
$m_{2,spf}$	[-]	0,0	0,0

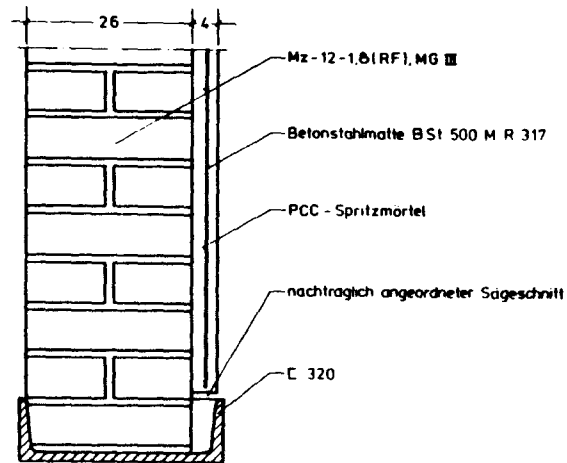
- 1) Innerer Zwang nicht berücksichtigt, da die Prüfwand erheblich vorgeschädigt war und Zwangbeanspruchungen sich somit nicht einstellen konnten
- 2) Mittelwert aus Materialuntersuchungen
- 3) größter Einzelwert aus Materialuntersuchungen
- 4) Zugfestigkeit bei Übereinstimmung gemessener und berechneter horizontaler Traglasten
- 5) zu $\beta_{Z(II),spf}$ 2) zugehörig

Tabelle 36: Mechanische Kennwerte zur Berechnung des Last-Verformungsverhaltens von Mauerwerkswänden mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten

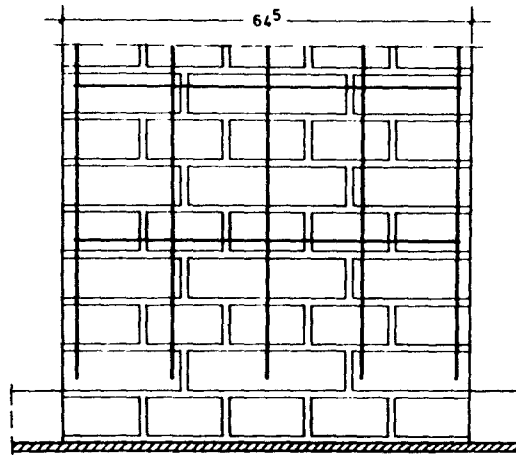
			Versuchswände	
			W1	W10
Normalkraft				
N_u	[kN]		- 41,10	- 119,2
Mauerwerk:				
$E_{0,mw}$	[MN/m ²]		3648	7537
$\beta_{D,mw}$	[MN/m ²]		10,13	14,90
$\varepsilon_{s,mw}$	[°/oo]		- 4,55	- 3,45
$\varepsilon_{u,mw}$	[°/oo]		- 8,32	- 4,47
$n_{1,mw}$	[-]		1,64	1,75
$n_{2,mw}$	[-]		0,00	0,00
$m_{1,mw}$	[-]		1,00	1,00
$m_{2,mw}$	[-]		0,00	0,00
PCC-Spritzmörtel:				
$E_{0,sp}$	[MN/m ²]		35250	35250
$\beta_{D,sp}$	[MN/m ²]		64,50	64,50
$\varepsilon_{s,sp}$	[°/oo]		- 3,00	- 3,00
$\varepsilon_{u,sp}$	[°/oo]		- 3,35	- 3,35
$n_{1,sp}$	[-]		1,64	1,64
$n_{2,sp}$	[-]		0,00	0,00
$m_{1,sp}$	[-]		1,0	1,0
Kennwerte aus behindertem Schwinden:				
1. Rechnung $\Delta\varepsilon_{mw}$	[°/oo]		- 0,31	- 1)
$\Delta\beta_{Z,sp}$	[N/mm ²]		1,33	1,73
2. Rechnung $\Delta\varepsilon_{mw}$	[°/oo]		-0,25...-0,20	-
$\Delta\beta_{Z,sp}$	[N/mm ²]		0,00...1,30	-
m_2	[-]		0,50...1,00	1,00

1) an Eigenspannungsverlauf angepaßte Vorverdehnungen

Tabelle 37: Mechanische Kennwerte zur Berechnung des Last-Verformungsverhaltens von Mauerwerkswänden mit unbewehrten Ergänzungsschichten

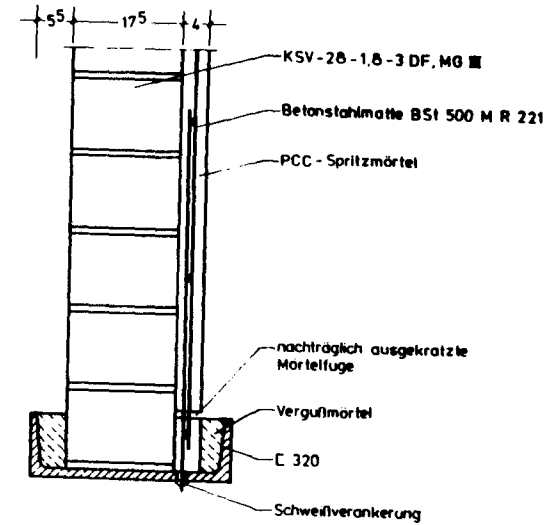


Längsschnitt

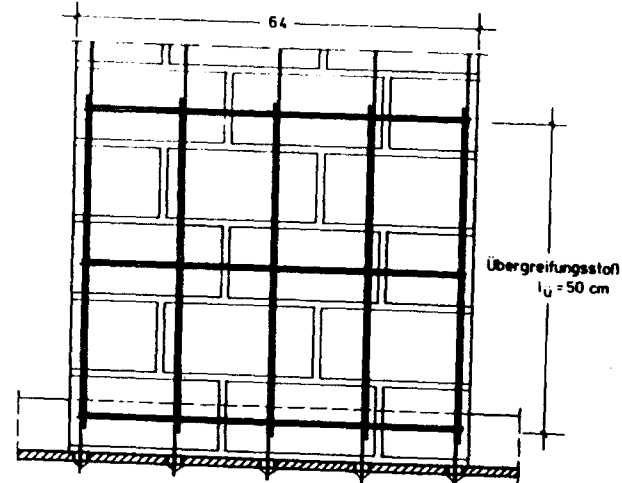


Typ A

Bild 51: Mauerwerkswand mit unverankerter Biegebewehrung

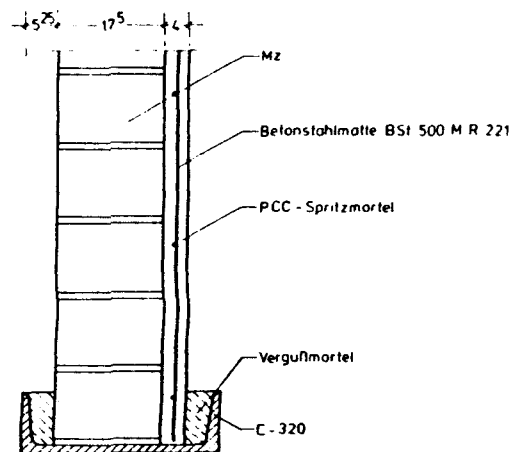


Längsschnitt

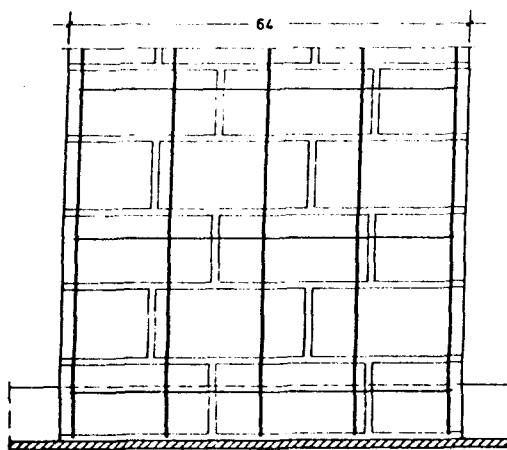


Typ B

Bild 52: Mauerwerkswand, deren Biegebewehrung durch Anschweißen endverankert wurde

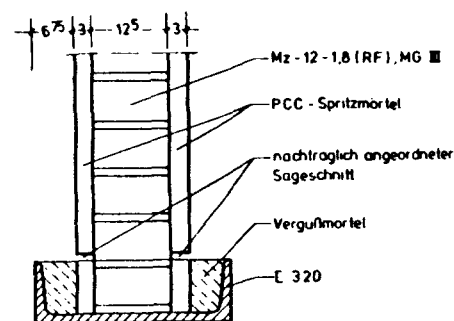


Längsschnitt

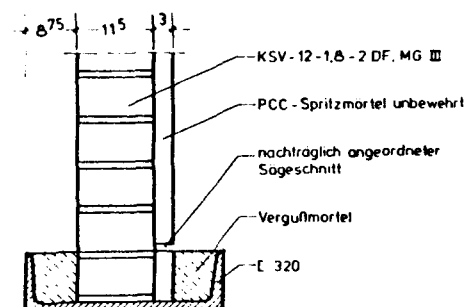


Typ C

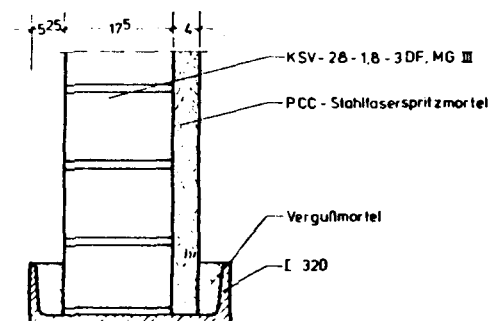
Bild 53: Mauerwerkswand, deren Biegebewehrung durch Vermörtelung endverankert wurde



Typ A



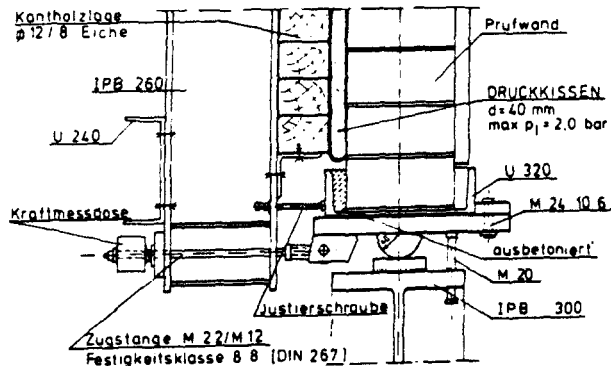
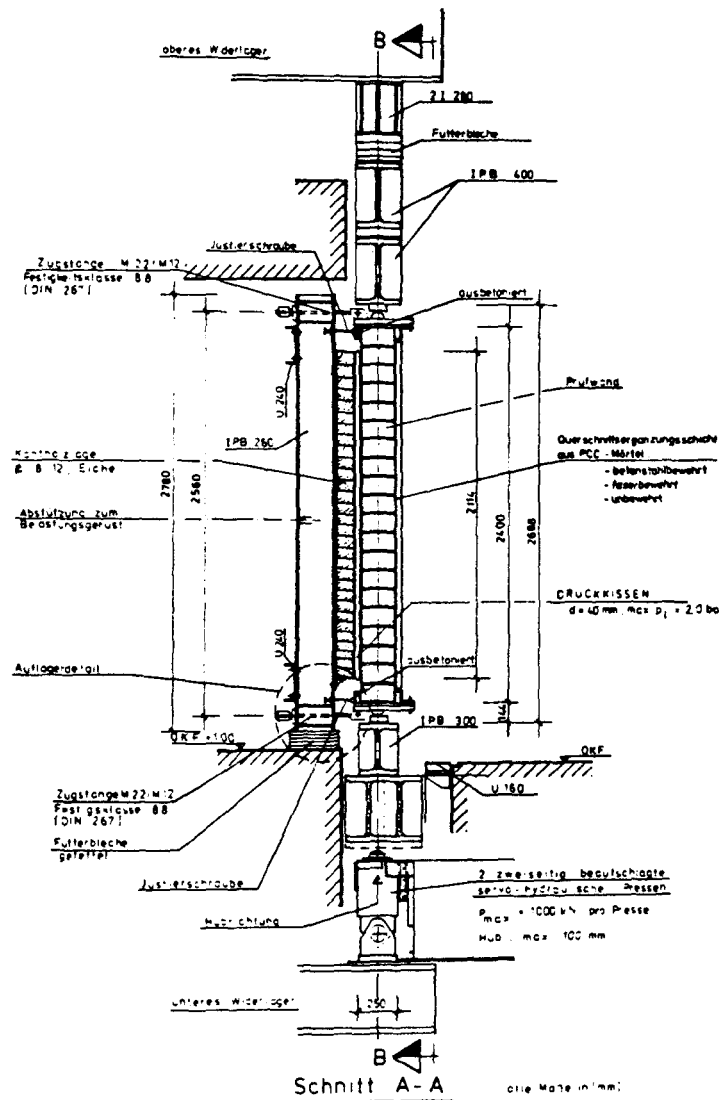
Typ A



Typ C

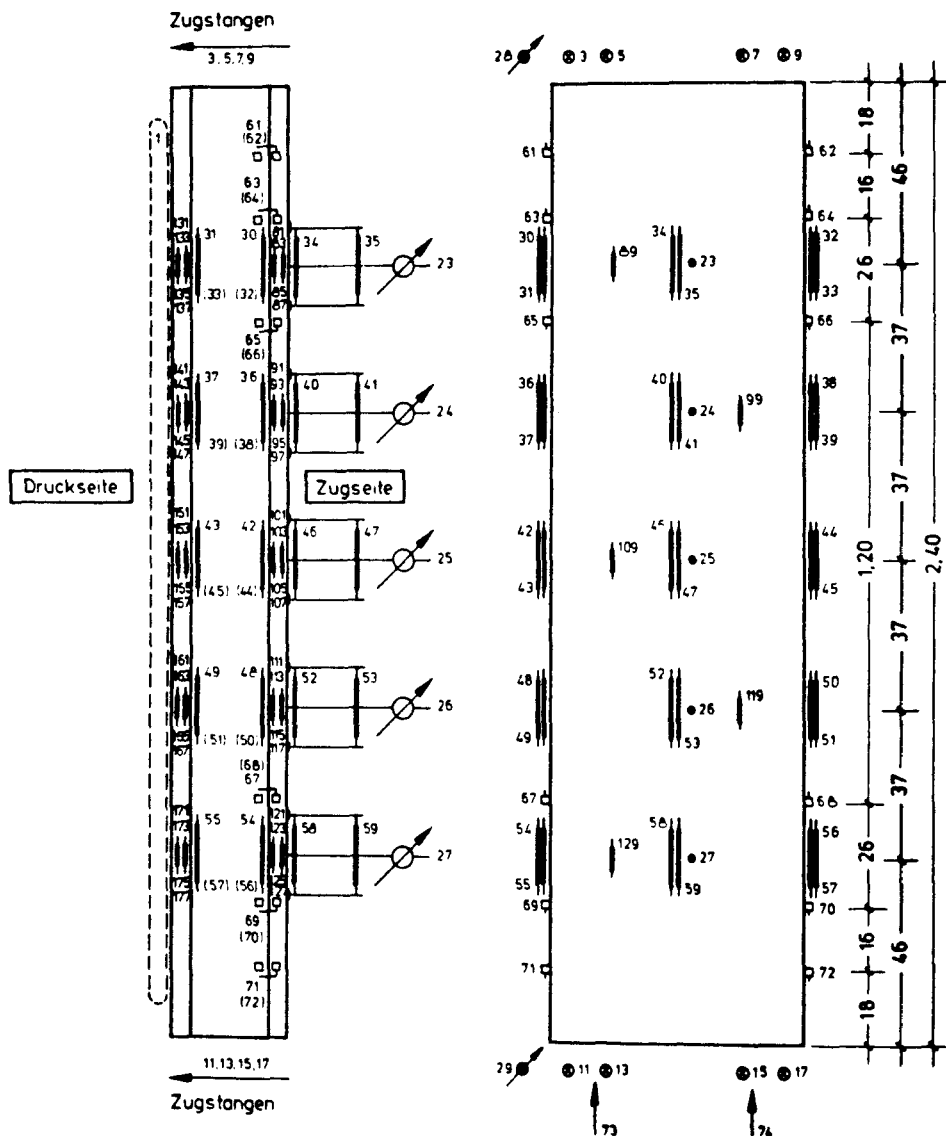
Bild 54: Ausbildung der Kopf- und Fußbereiche von Wänden mit unbewehrten oder stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten

Belastungseinrichtung zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerk



Auflagerdetail:
gelenkige Lagerung - (jeweils oben und unten ausführen)

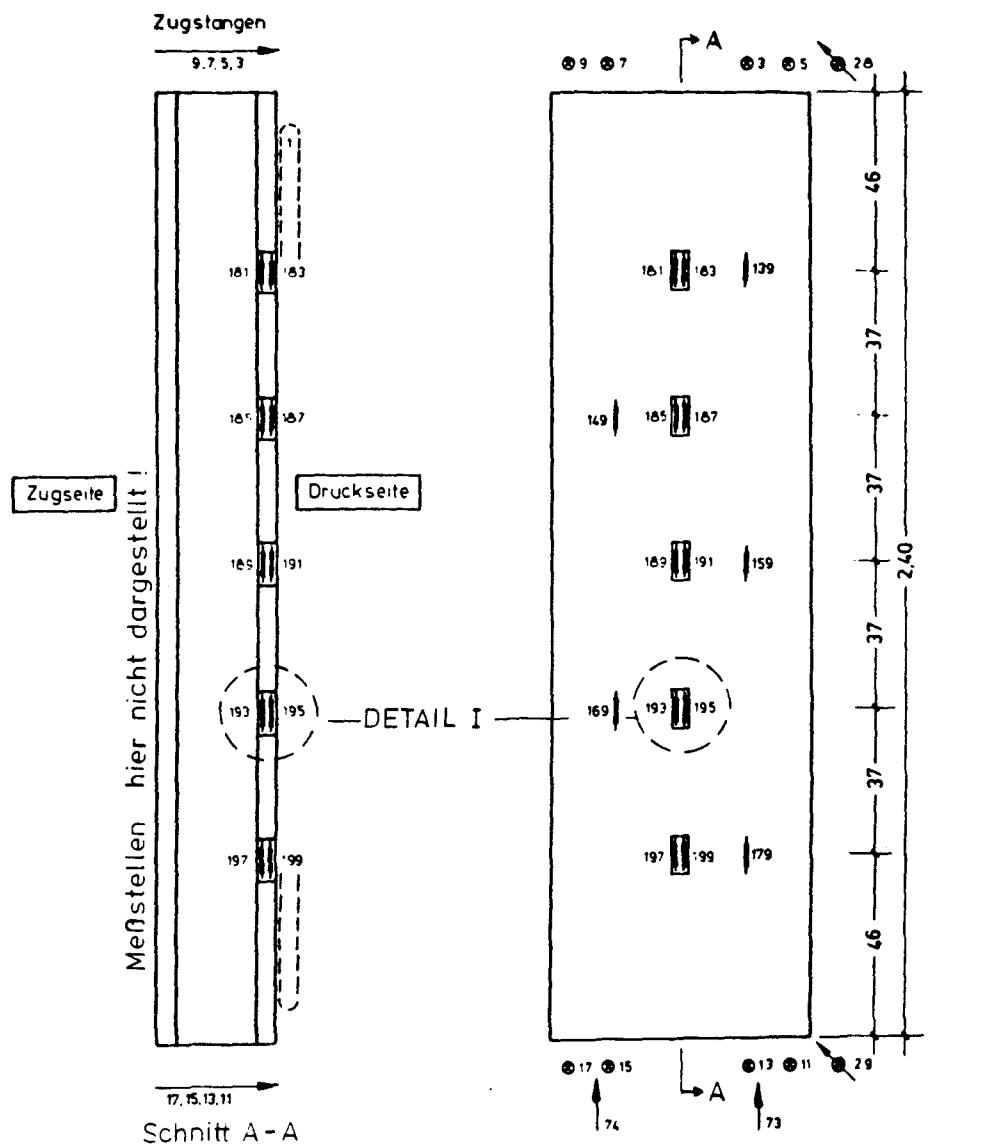
Bild 55: Wandprüfstand



Legende:

- | | | |
|--|--------------------|--------------------|
| | Luftdruck | Meßstelle 1 |
| | Zugkräfte | Meßstellen 3 - 17 |
| | Durchbiegungen | Meßstellen 23 - 27 |
| | Auflagerdrehwinkel | Meßstellen 28 - 29 |
| | Dehnungen | Meßstellen 30 - 59 |
| | Verschiebungen | Meßstellen 61 - 72 |
| | Pressenkräfte | Meßstellen 73 - 74 |

Bild 56: Meßstellenbelegungsplan der beidseitig verstärkten Mauerwerkswand W1 (Stirnseite und lastabgewandte Wandoberfläche)



Legende:

	Luftdruck	Meßstelle 1
	Zugkräfte	Meßstellen 3 - 17
	Durchbiegungen	Meßstellen 23 - 27
	Auflagerdrehwinkel	Meßstellen 28 - 29
	Dehnungen	Meßstellen 30 - 59 81 - 199
	Verschiebungen	Meßstellen 61 - 72
	Pressenkräfte	Meßstellen 73 - 74

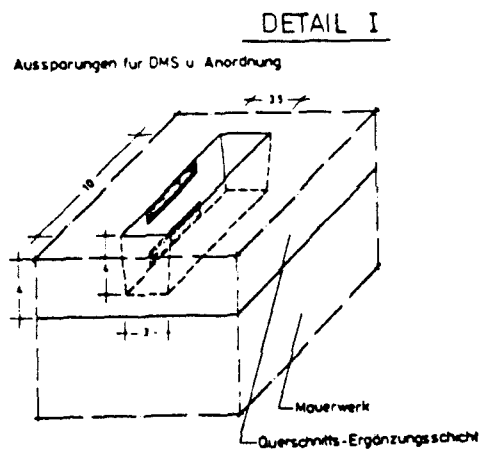
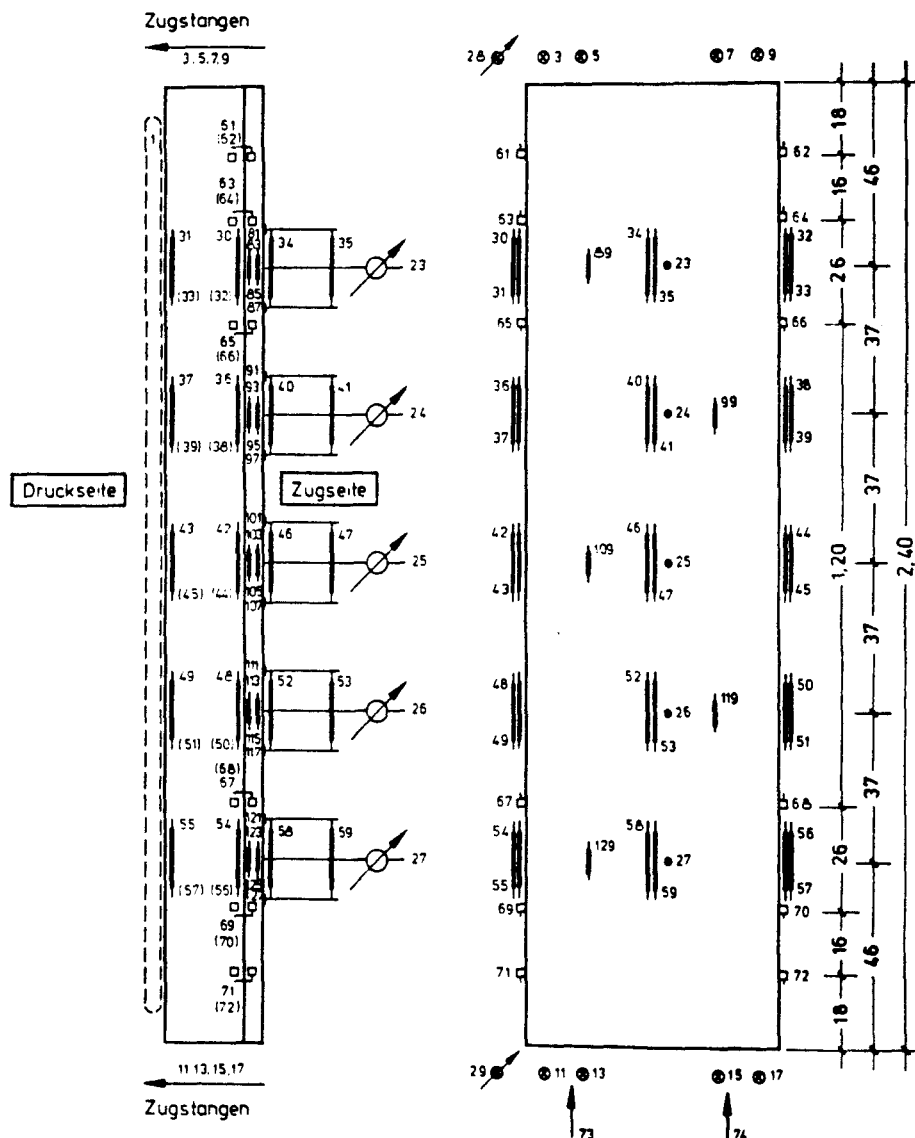


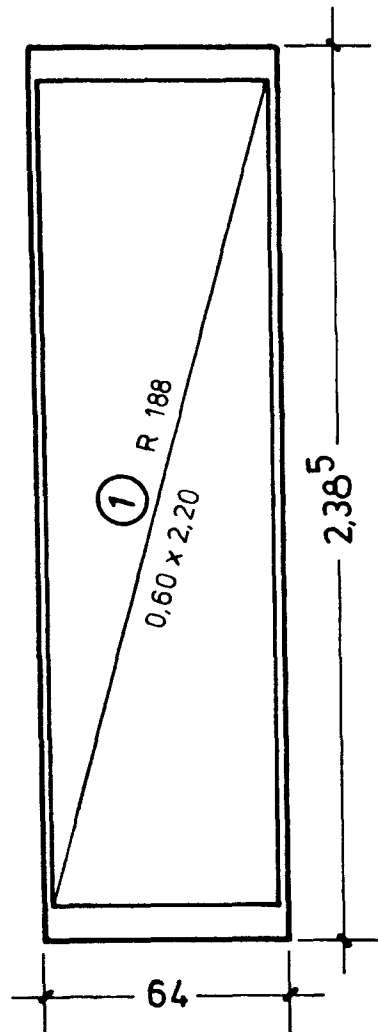
Bild 57: Meßstellenbelegungsplan der beidseitig verstärkten Mauerwerks-
wand W1 (Stirnseite und lastzugewandte Wandoberfläche)



Legende:

- | | | |
|--|--------------------|--------------------------------|
| | Luftdruck | Meßstelle 1 |
| | Zugkräfte | Meßstellen 3 - 17 |
| | Durchbiegungen | Meßstellen 23 - 27 |
| | Auflagerdrehwinkel | Meßstellen 28 - 29 |
| | Dehnungen | Meßstellen 30 - 59
81 - 129 |
| | Verschiebungen | Meßstellen 61 - 72 |
| | Pressenkräfte | Meßstellen 73 - 74 |

Bild 58: Meßstellenbelegungsplan einseitig verstärkter Mauerwerkswände



Betonstahlmatte ①

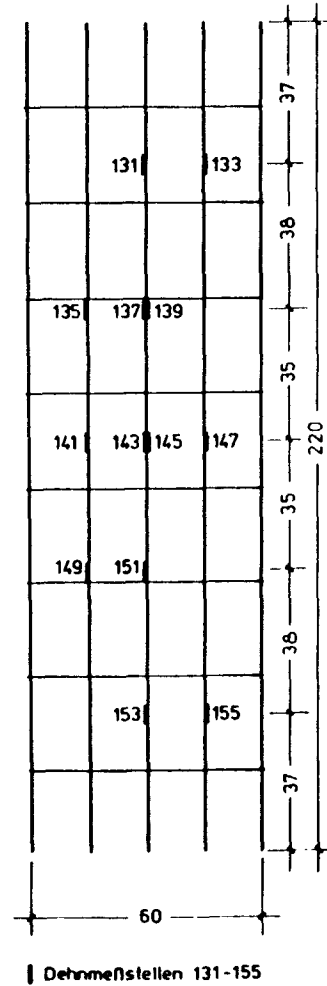
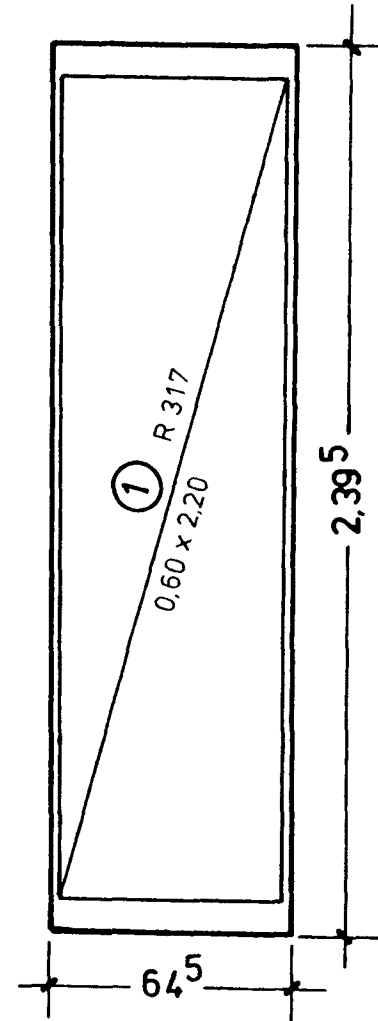


Bild 59: Meßstellenbelegungsplan der Biegebewehrung der Wand W4



Betonstahlmatte ①

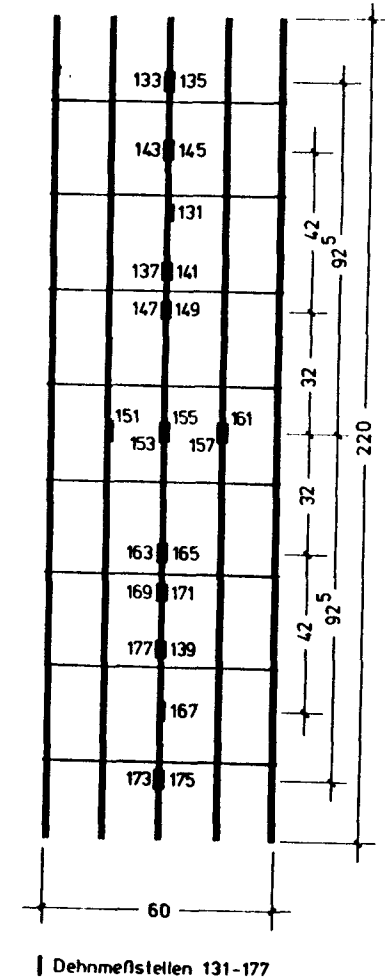


Bild 60: Meßstellenbelegungsplan der Biegebewehrung der Wand W6

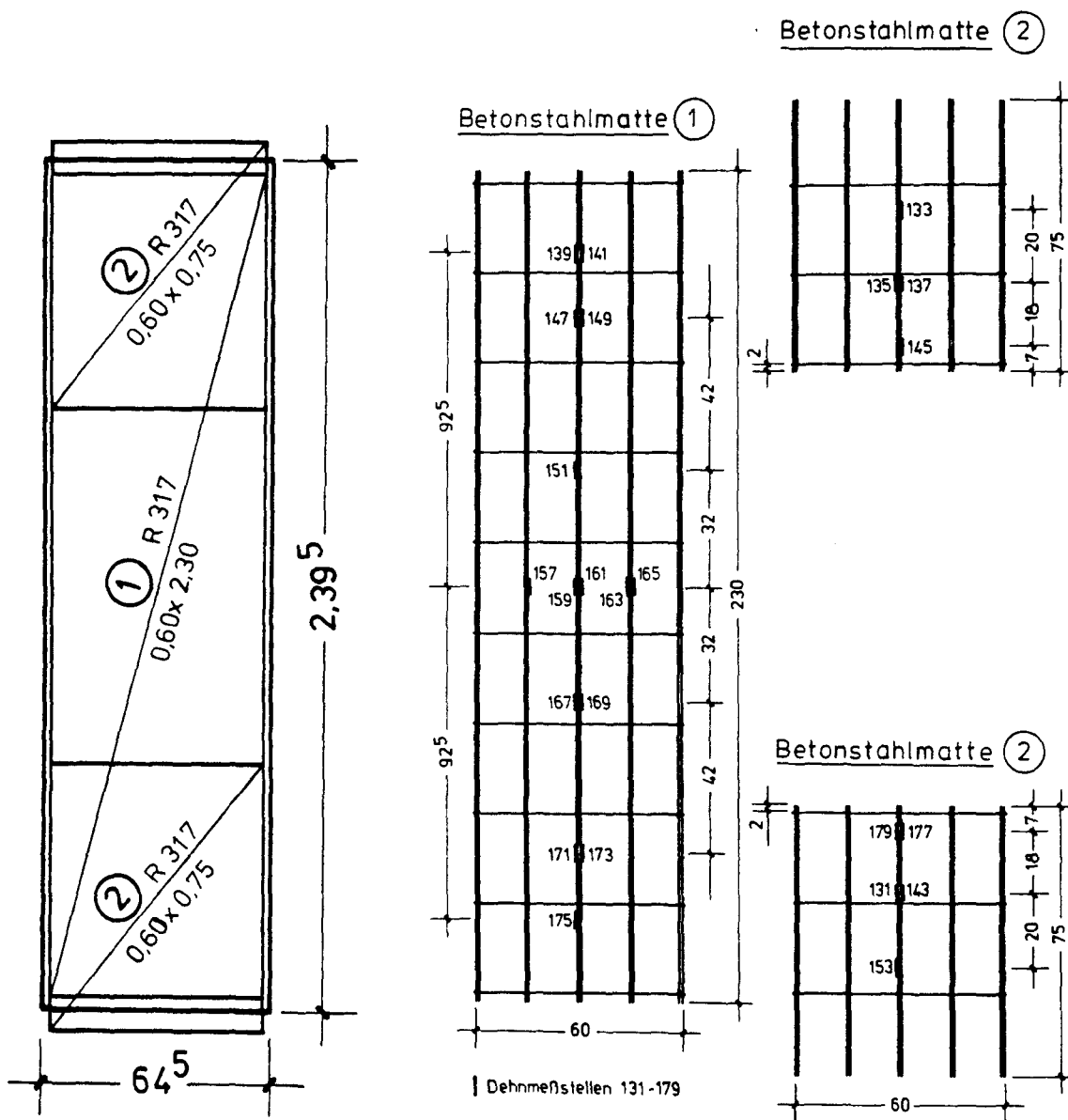


Bild 61: Meßstellenbelegungsplan der Biegebewehrung der Wand W5

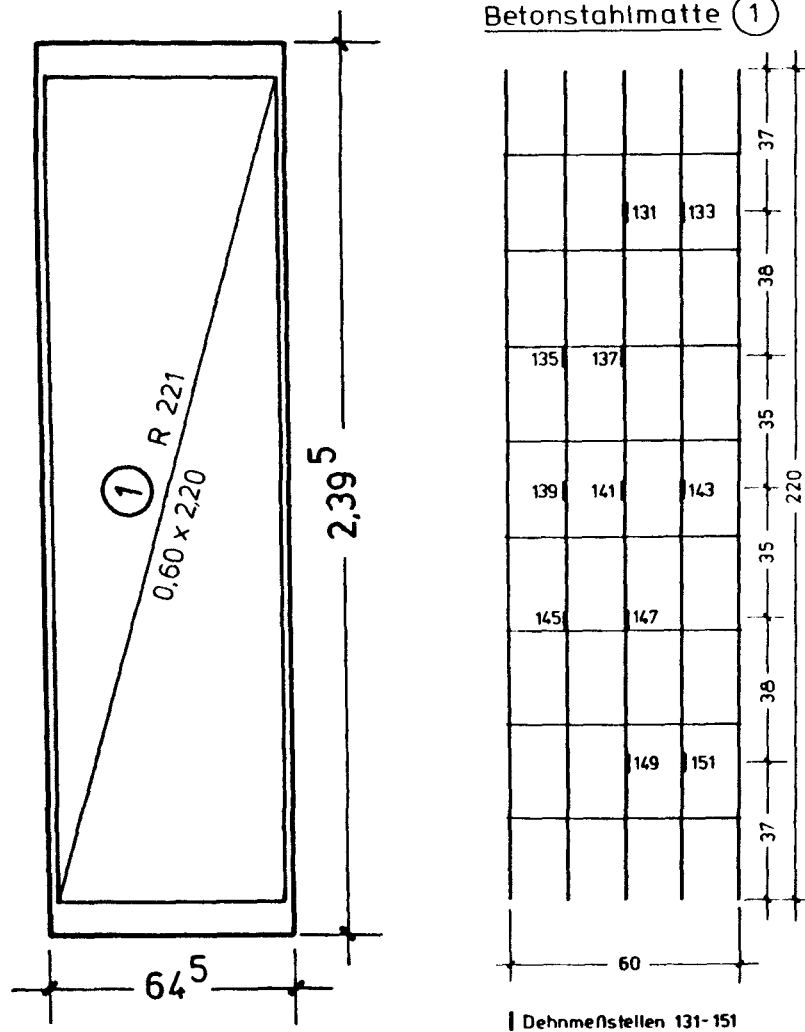


Bild 62: Maßstellenbelegungsplan der Biegebewehrung der Wand W7

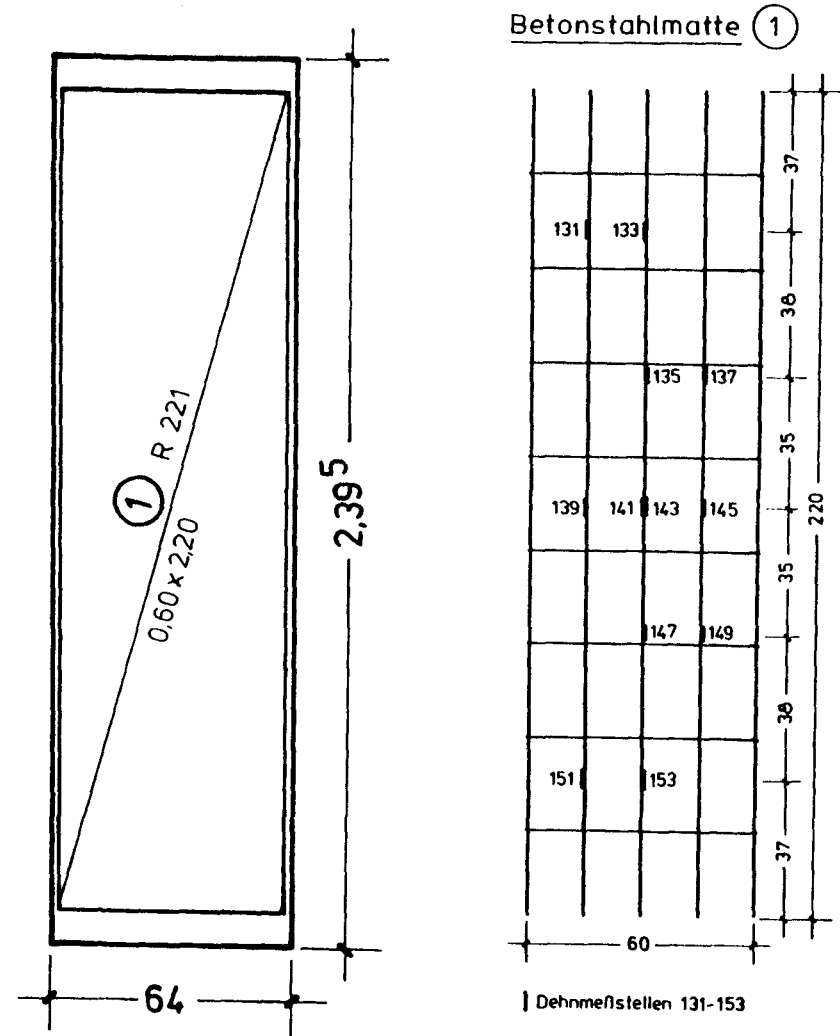


Bild 63: Maßstellenbelegungsplan der Biegebewehrung der Wand W9

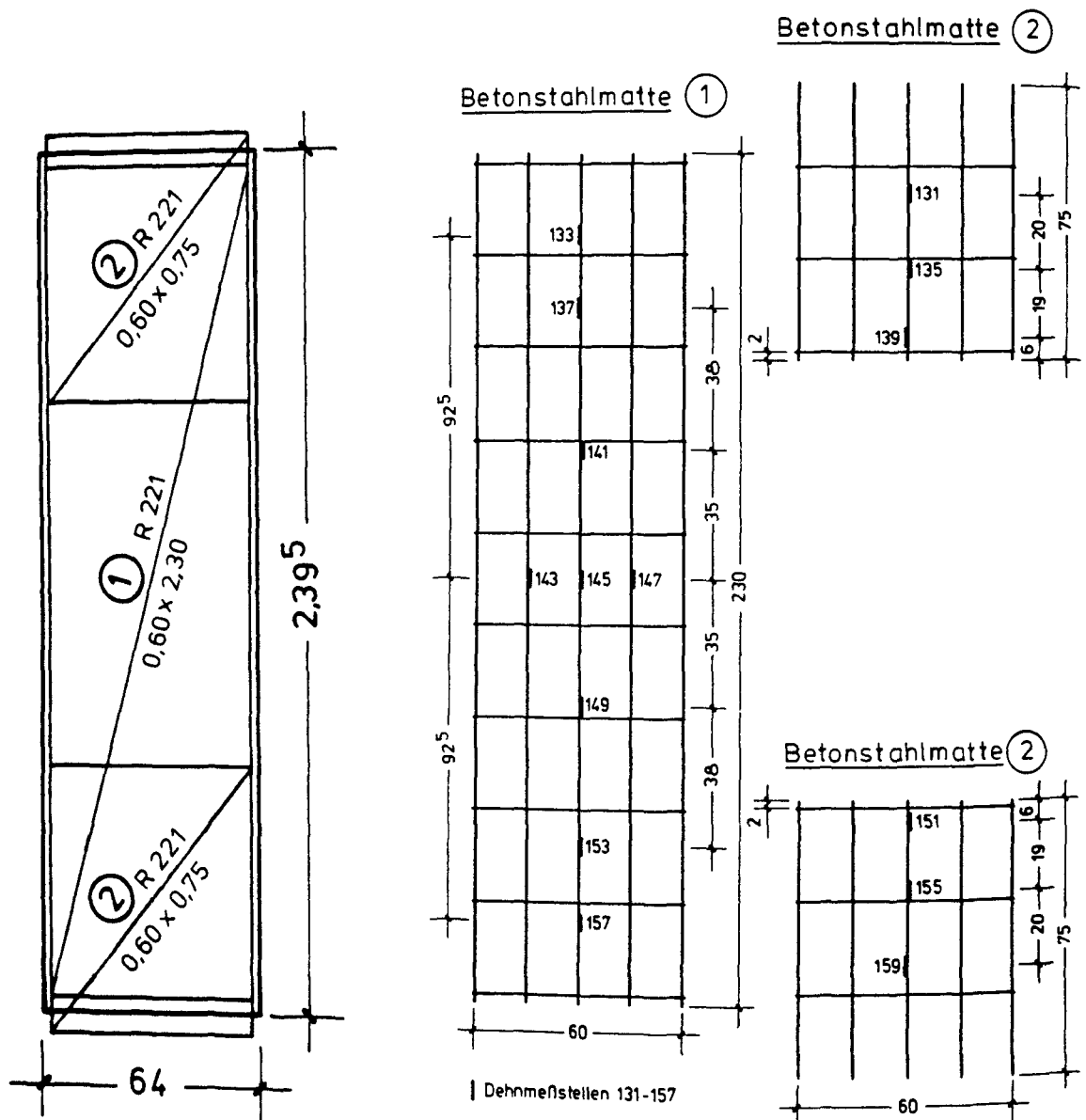


Bild 64: Meßstellenbelegungsplan der Biegebewehrung der Wand W8

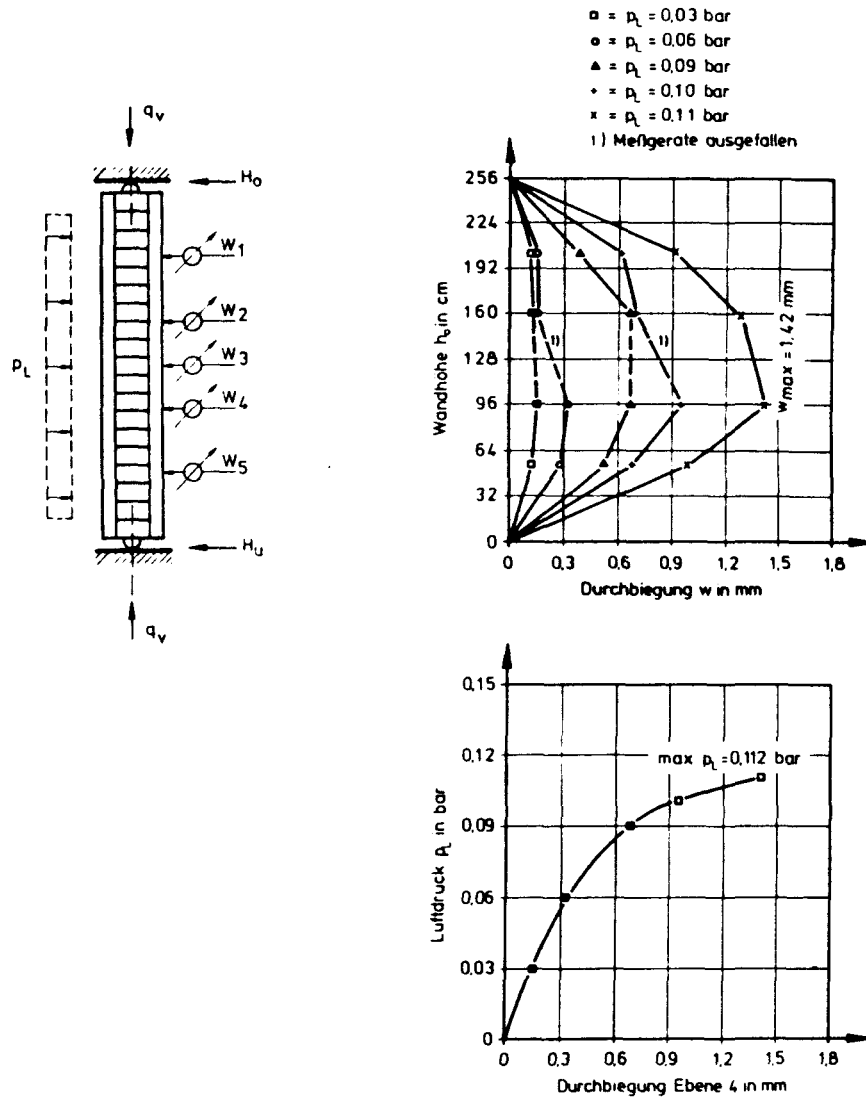


Bild 65: Durchbiegungen der Wand W1

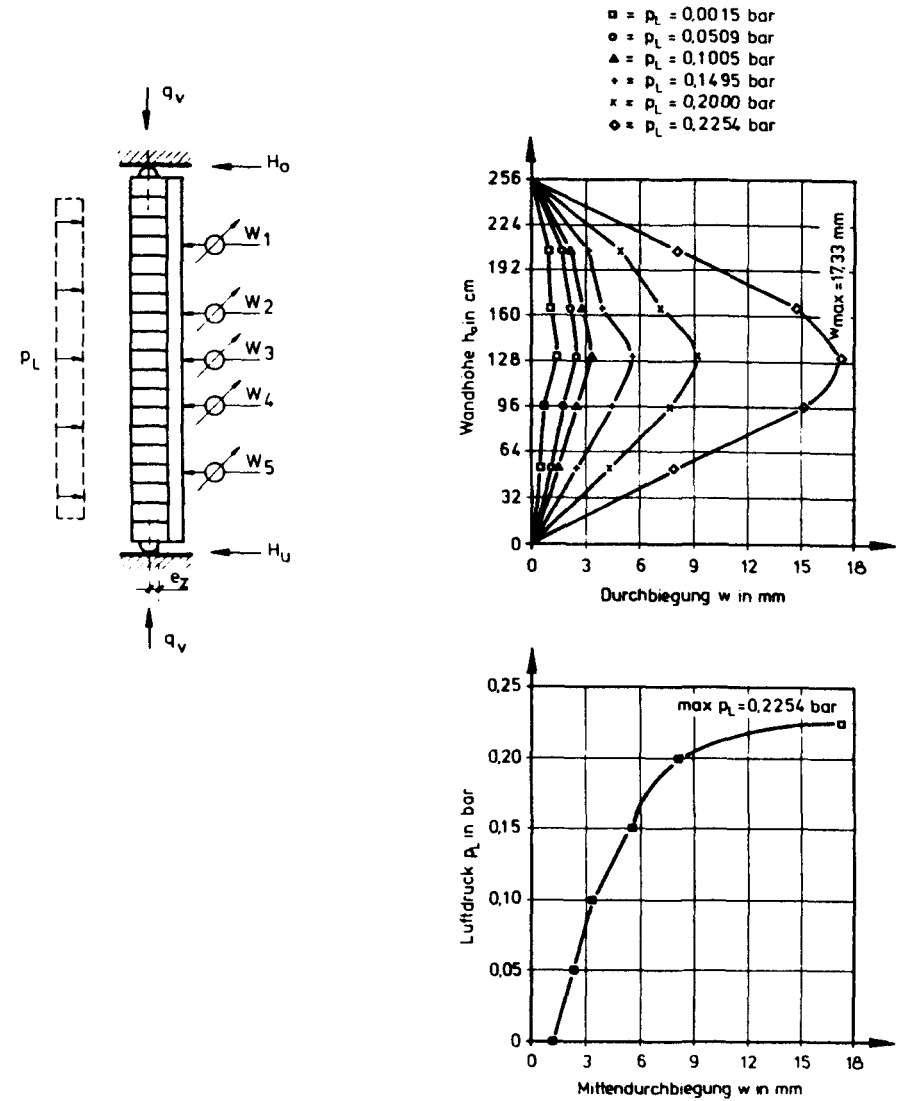


Bild 66: Durchbiegungen der Wand W2

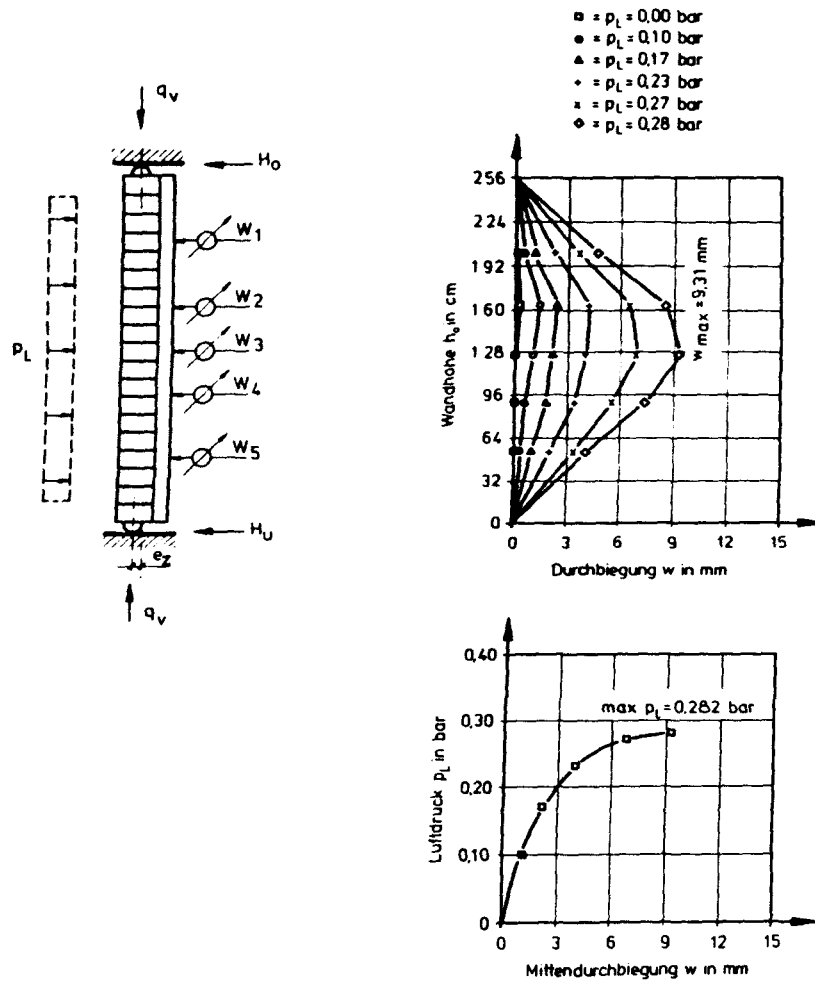


Bild 67: Durchbiegungen der Wand W3

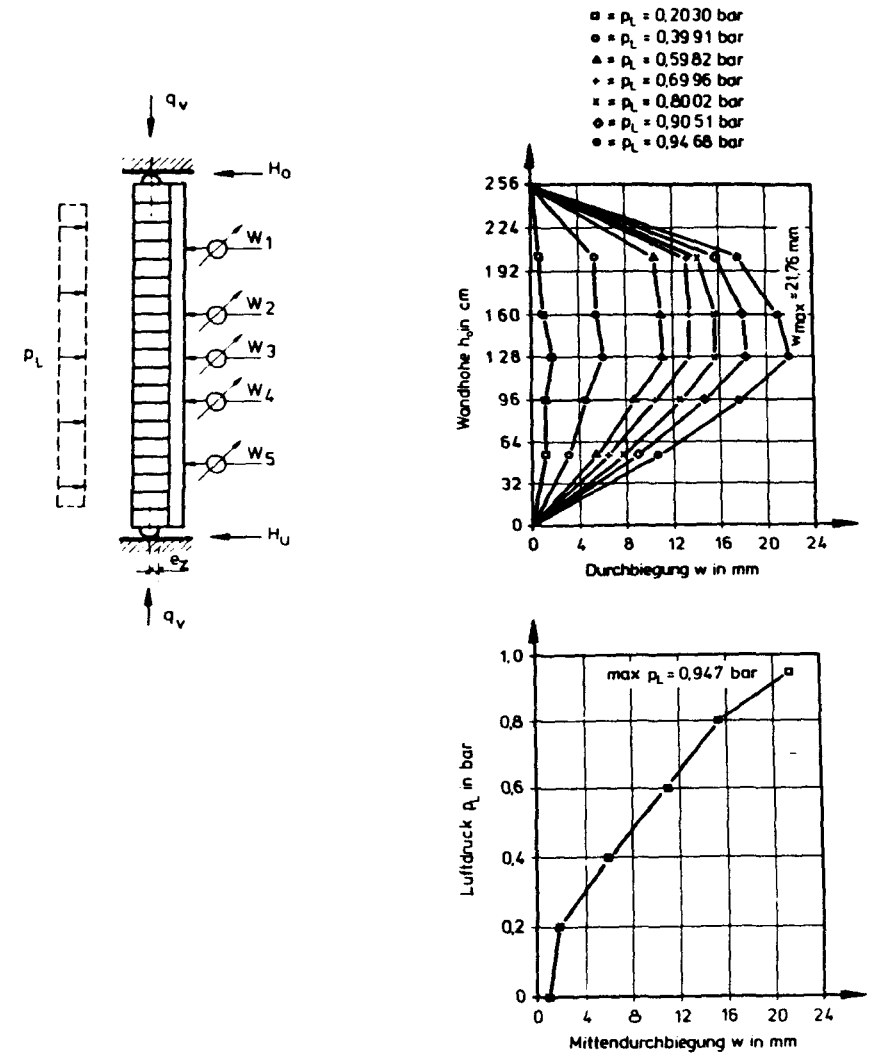


Bild 68: Durchbiegungen der Wand W5

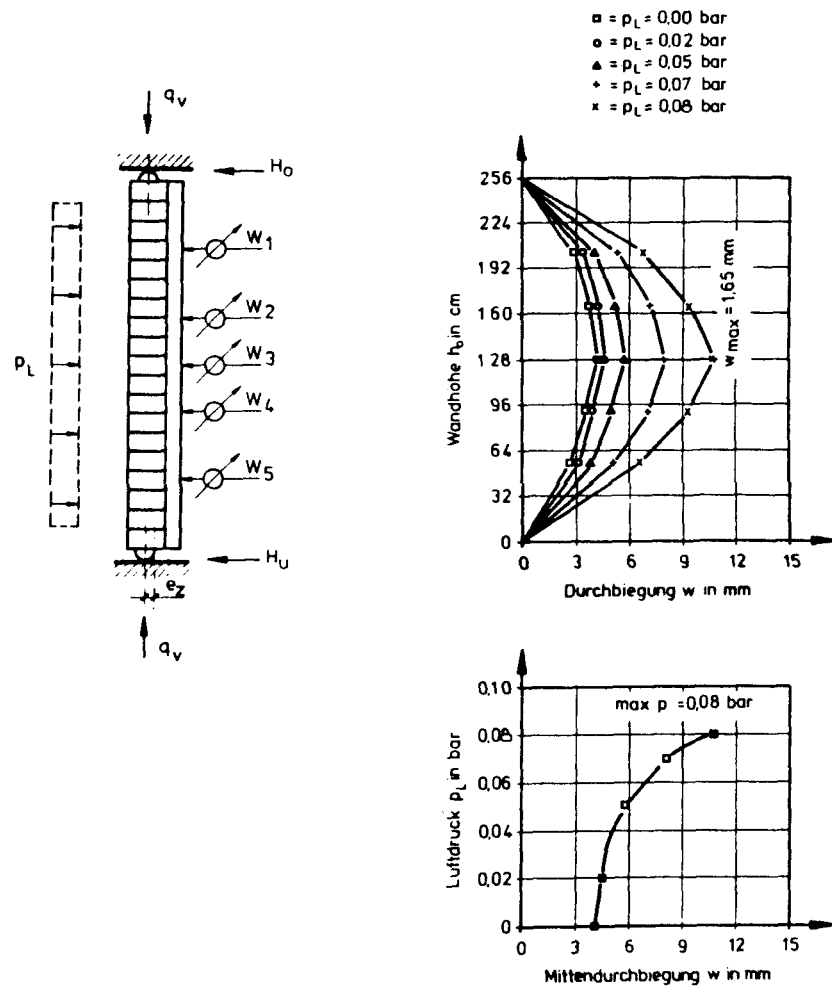


Bild 69: Durchbiegungen der Wand W10

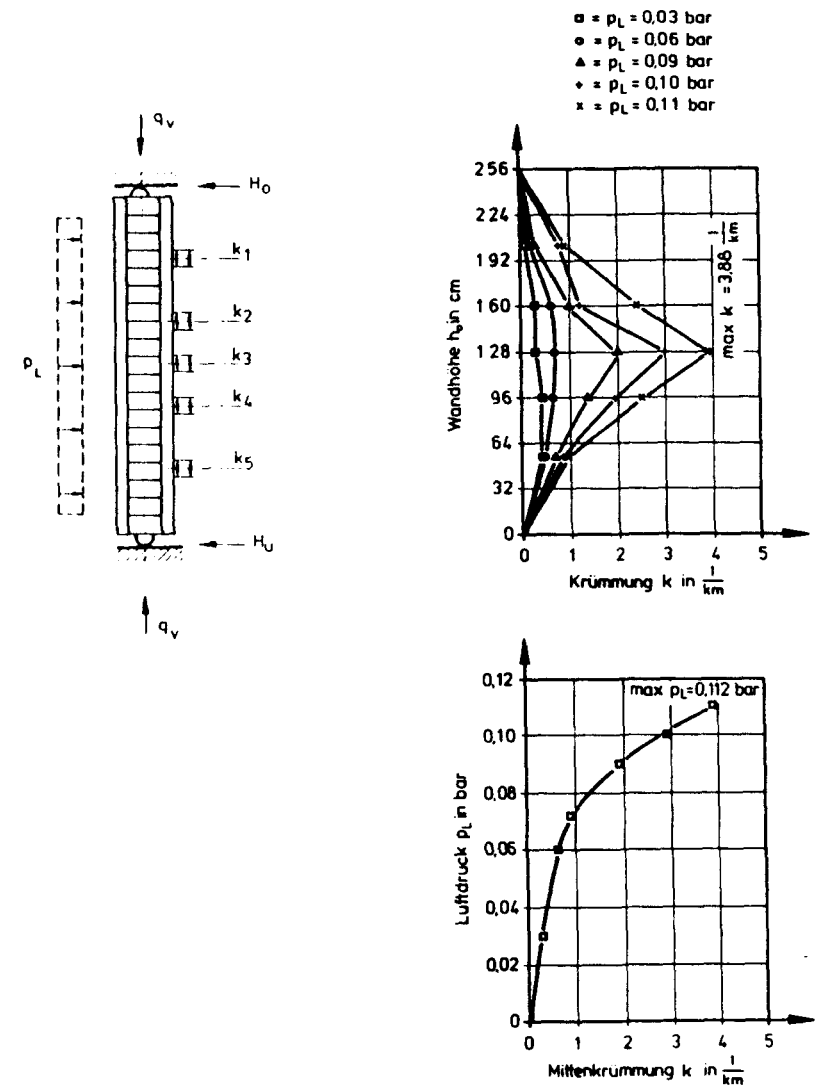


Bild 70: Krümmungen der Wand W1

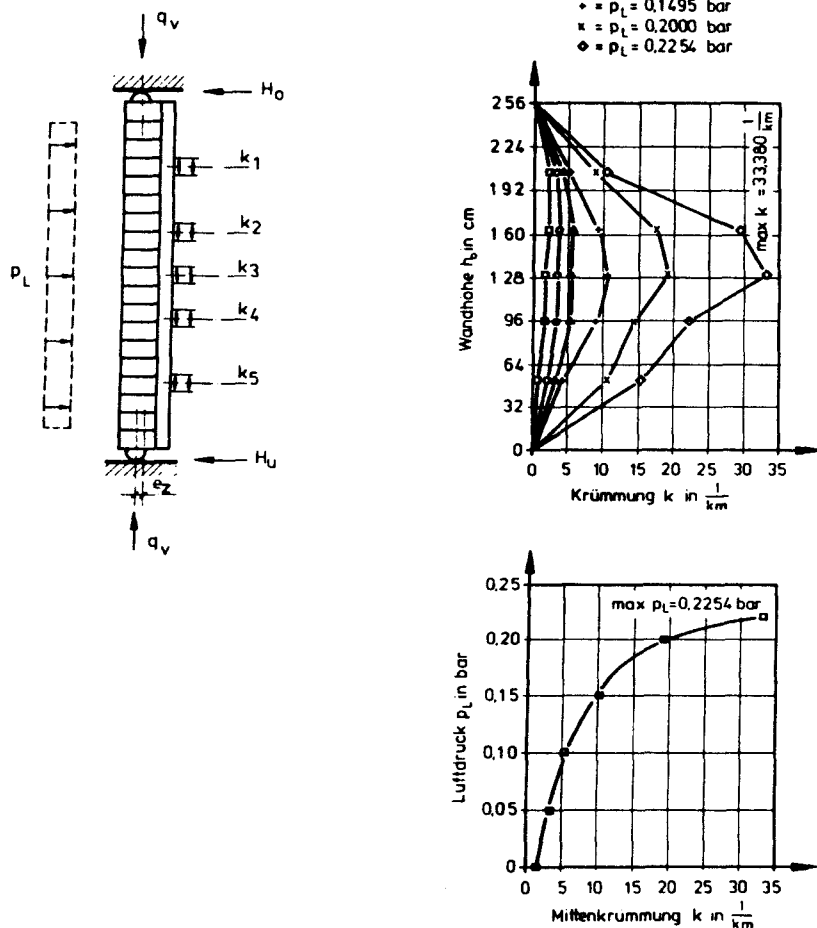


Bild 71: Krümmungen der Wand W2

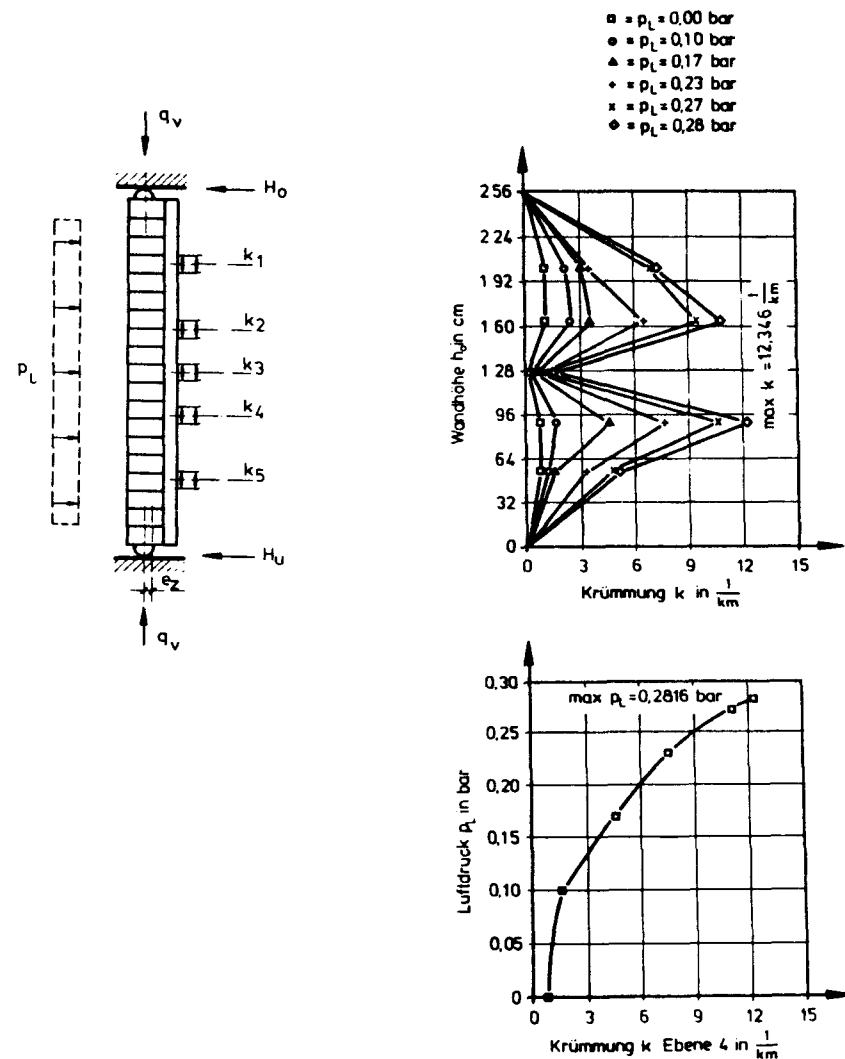


Bild 72: Krümmungen der Wand W3

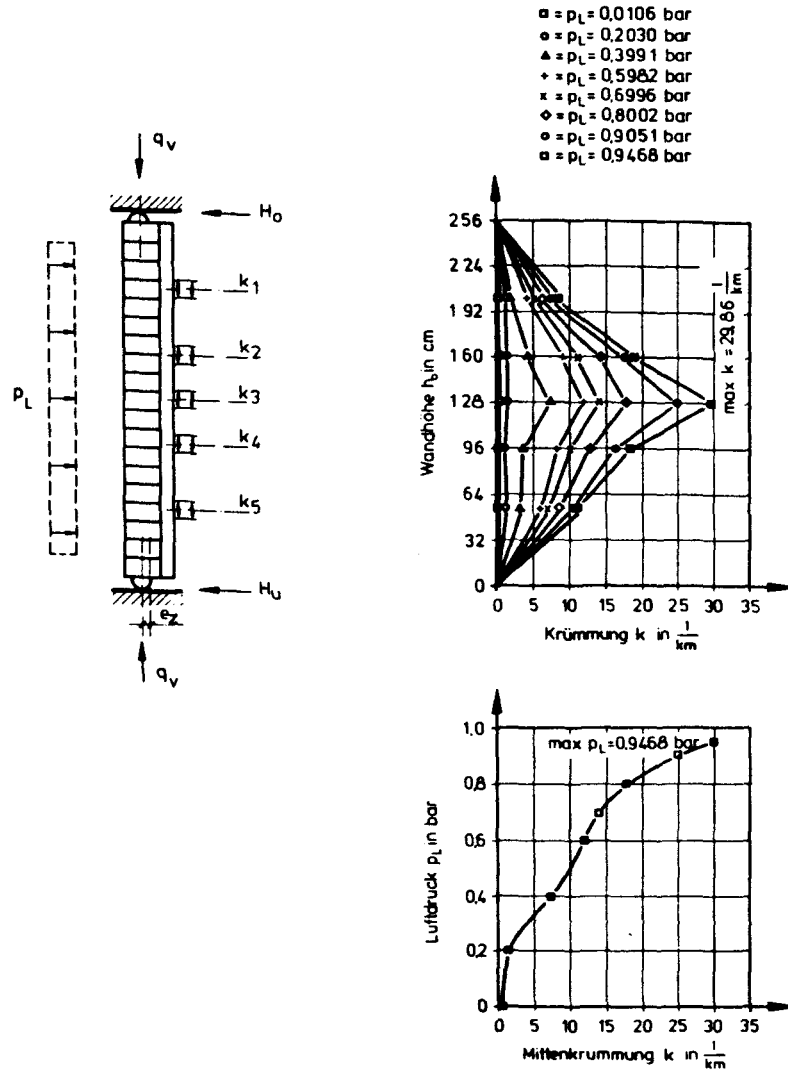


Bild 73: Krümmungen der Wand W5

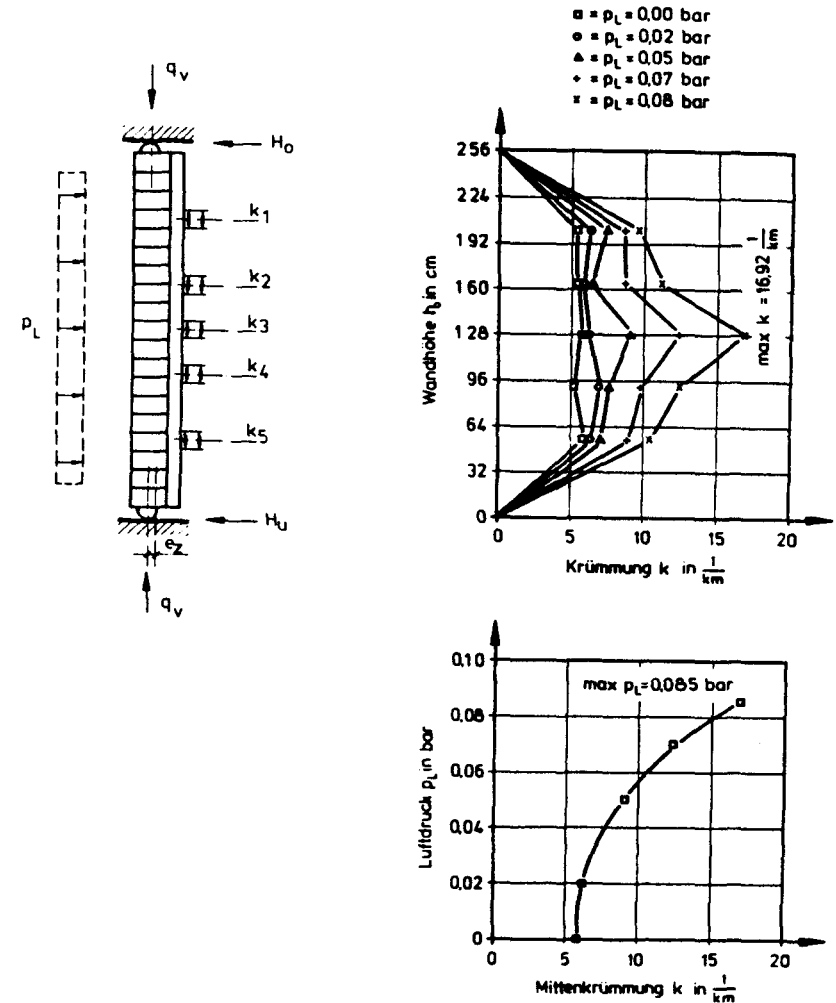


Bild 74: Krümmungen der Wand W10

- $\square = \epsilon_1 =$ Mauerwerksstauchung
- $\Delta = \epsilon_2 =$ Dehnung an der Kontaktfläche (Mauerwerk)
- $\circ = \epsilon_3 =$ Dehnung an der Kontaktfläche (Spritzmörtelschicht)
- $+ = \epsilon_4 =$ Dehnung an der Spritzmörtelschicht (außen)

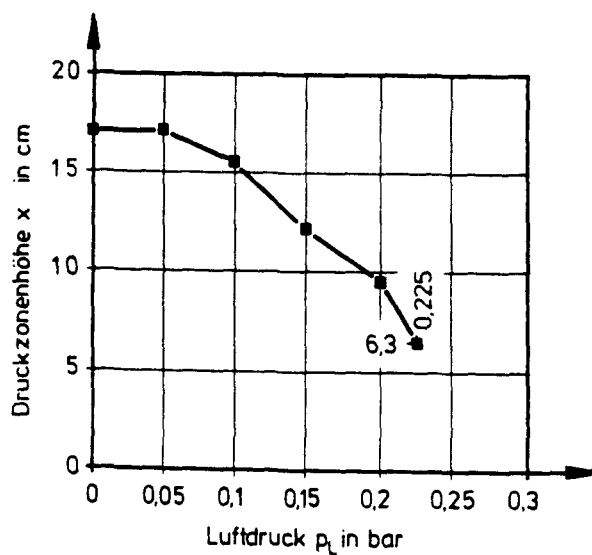
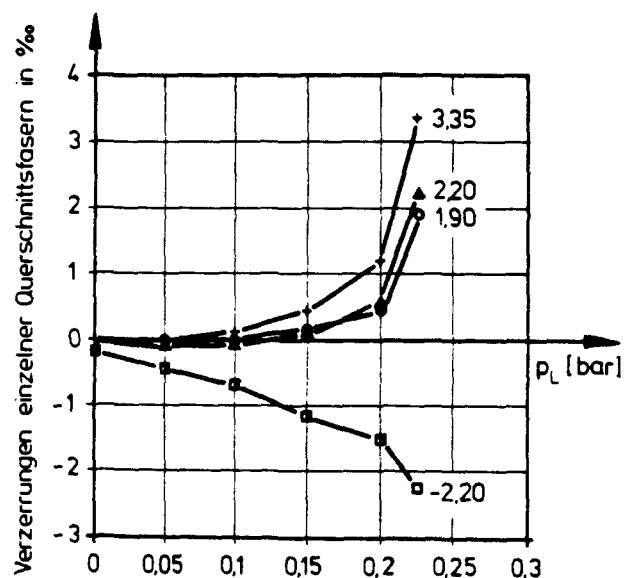
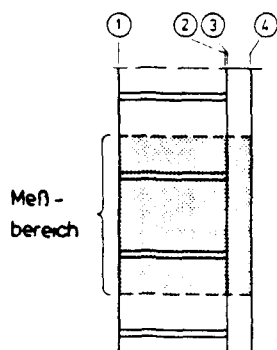


Bild 75: Querschnittsverzerrungen und Druckzonenhöhe in halber Höhe der Wand W2

- $\square = \epsilon_1 =$ Mauerwerksstauchung
- $\Delta = \epsilon_2 =$ Dehnung an der Kontaktfläche (Mauerwerk)
- $\circ = \epsilon_3 =$ Dehnung an der Kontaktfläche (Spritzmörtelschicht)
- $+ = \epsilon_4 =$ Dehnung an der Spritzmörtelschicht (außen)

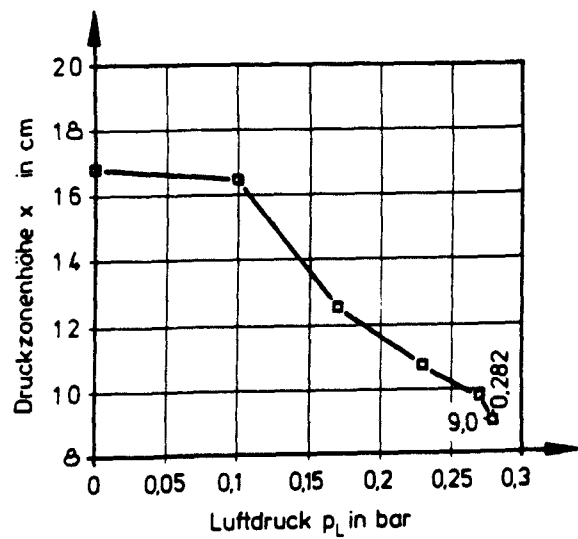
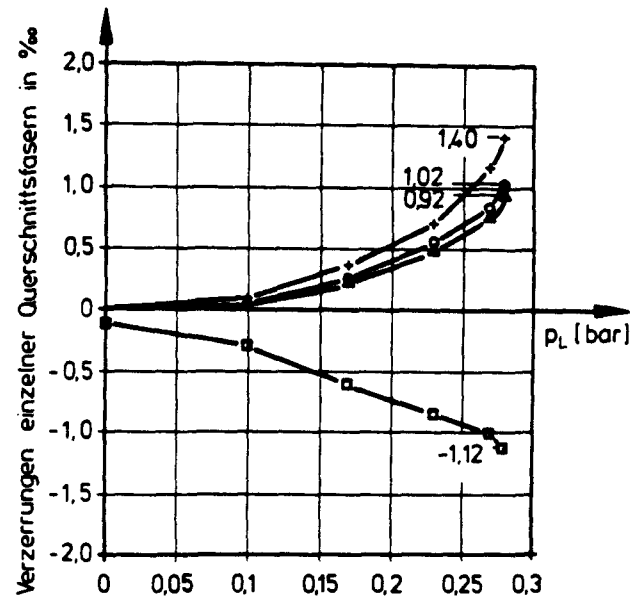
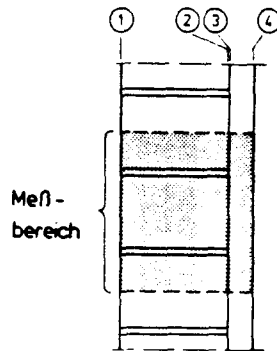


Bild 76: Querschnittsverzerrungen und Druckzonenhöhe in halber Höhe der Wand W3

- = ϵ_1 = Mauerwerksstauchung
- △ = ϵ_2 = Dehnung an der Kontaktfläche (Mauerwerk)
- = ϵ_3 = Dehnung an der Kontaktfläche (Spritzmörtelschicht)
- + = ϵ_4 = Dehnung an der Spritzmörtelschicht (außen)
- * = ϵ_5 = Stahldehnung

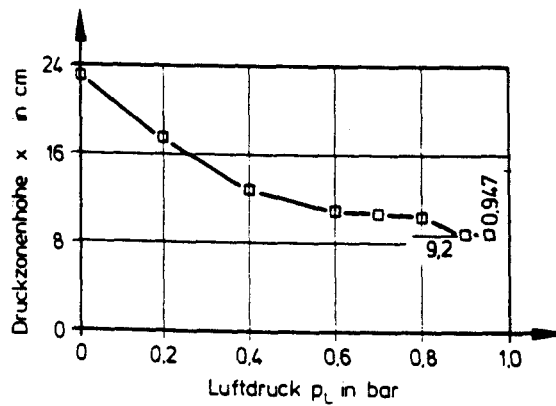
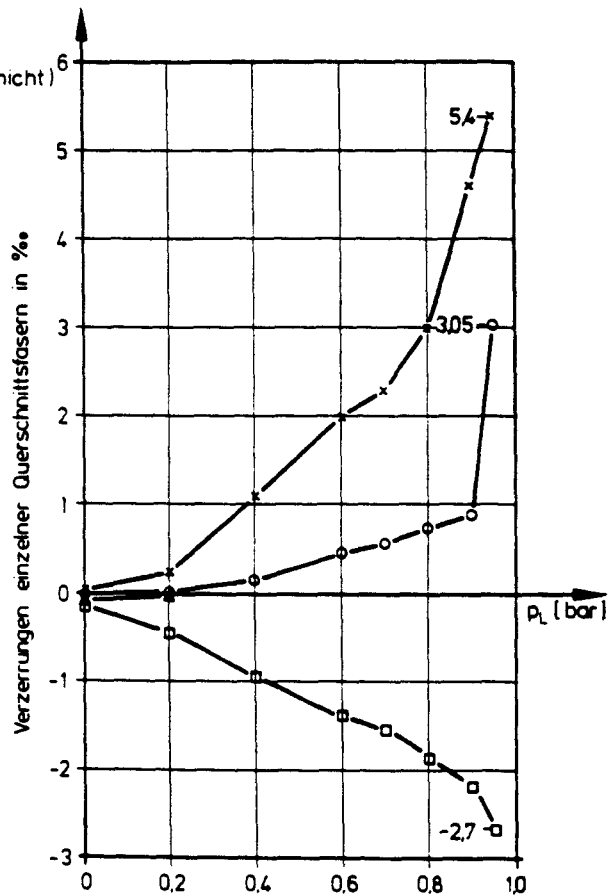
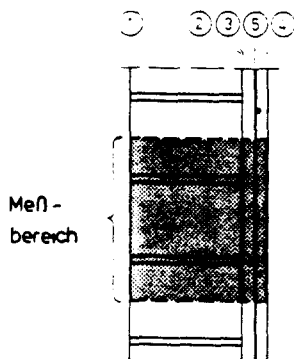


Bild 77: Querschnittsverzerrungen und Druckzonenhöhe in halber Höhe der Wand W5

- = ϵ_1 = Mauerwerksstauchung
- △ = ϵ_2 = Dehnung an der Kontaktfläche (Mauerwerk,
- = ϵ_3 = Dehnung an der Kontaktfläche (Spritzmörtelschicht)
- + = ϵ_4 = Dehnung an der Spritzmörtelschicht (außen)

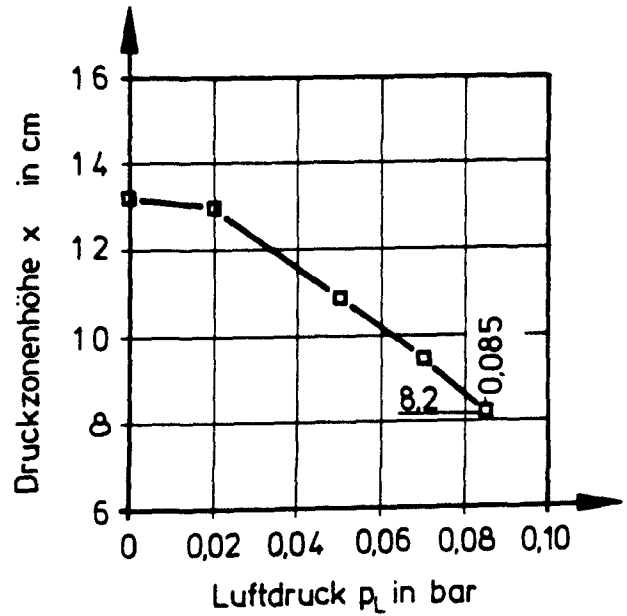
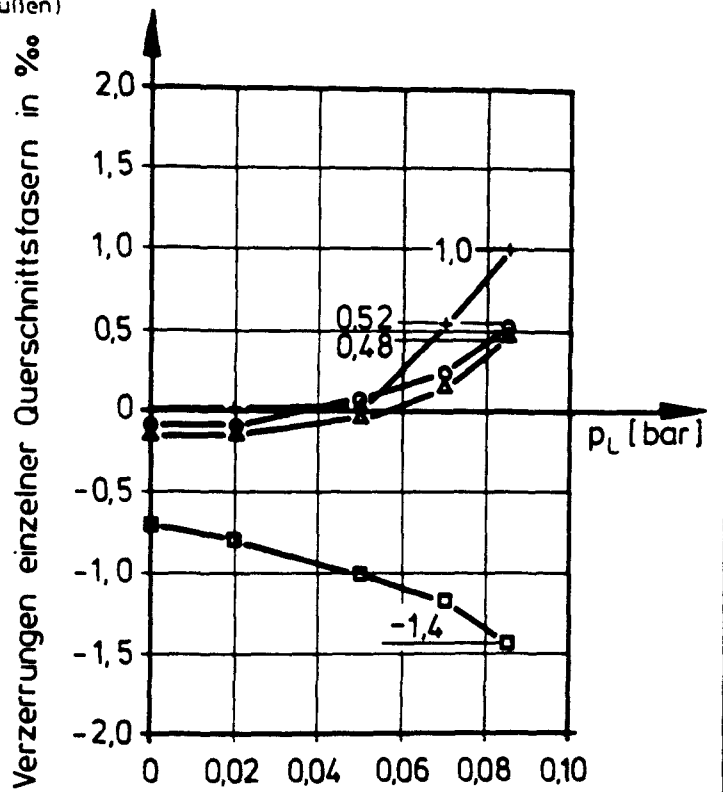
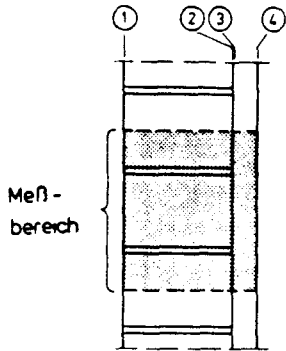


Bild 78: Querschnittsverzerrungen und Druckzonenhöhe in halber Höhe der Wand W10

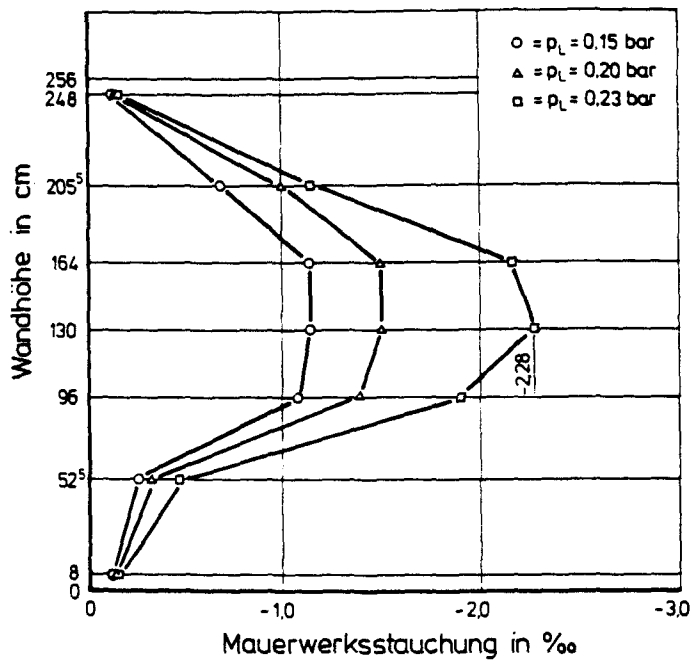
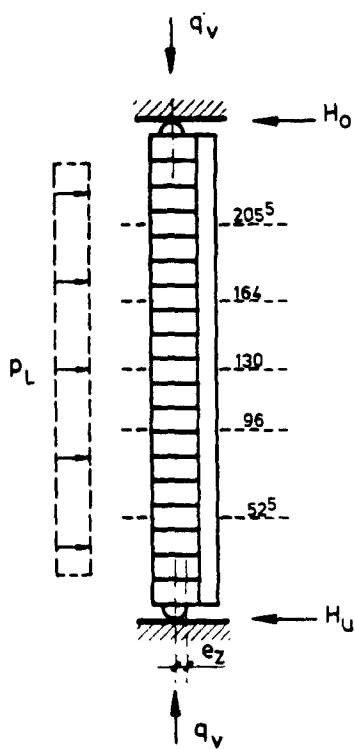


Bild 79: Stauchungen der Biegedruckzone von Wand W2

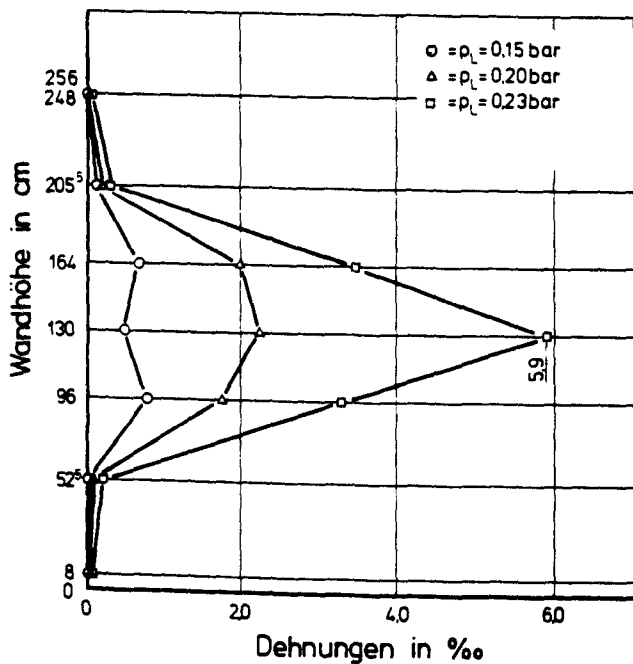
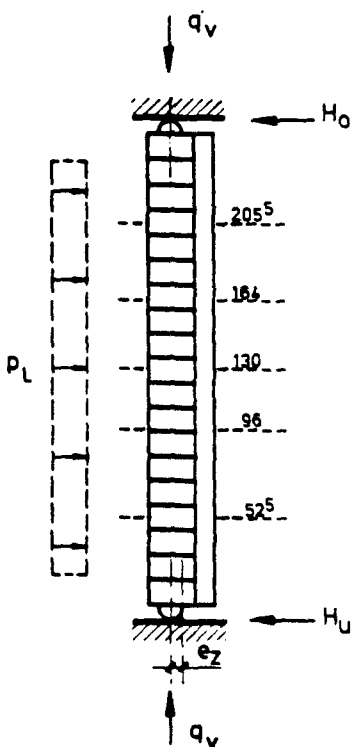


Bild 80: Dehnungen auf der lastabgewandten Oberfläche der Wand W2

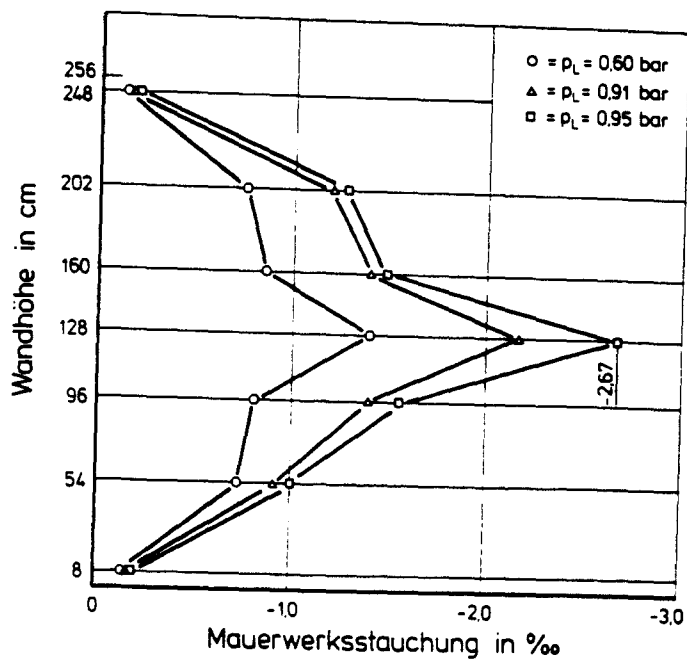
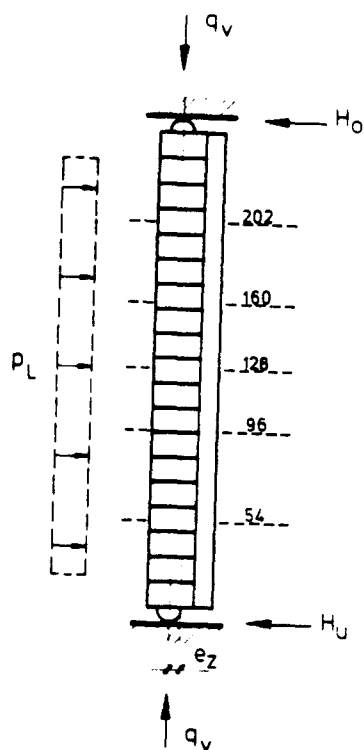


Bild 81: Stauchungen der Biegedruckzone von Wand W5

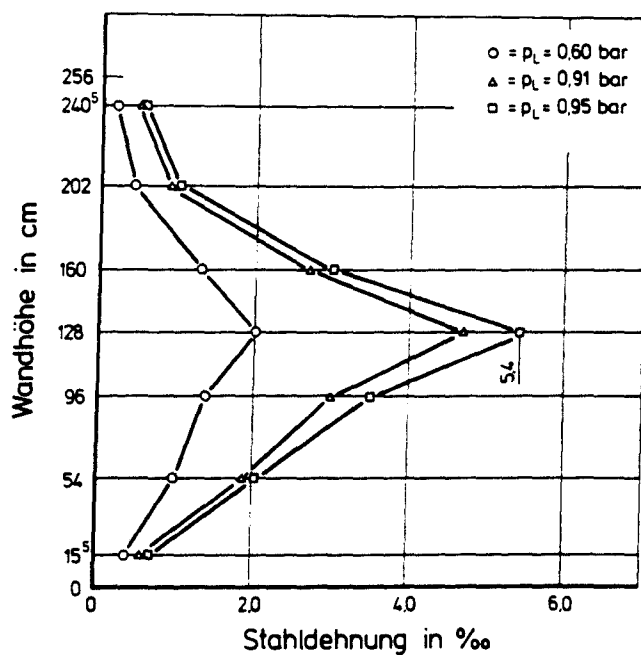
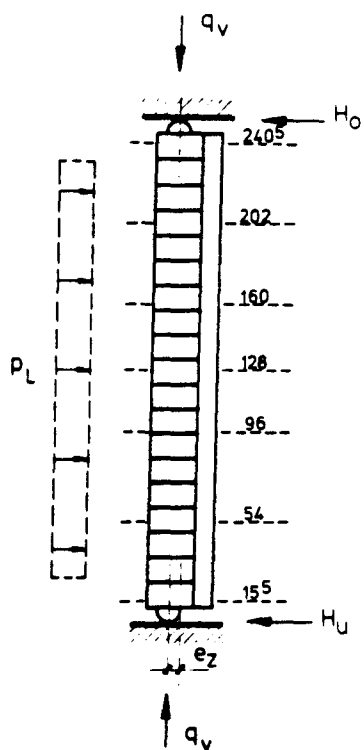


Bild 82: Dehnungen der Biegebewehrung der Wand W5

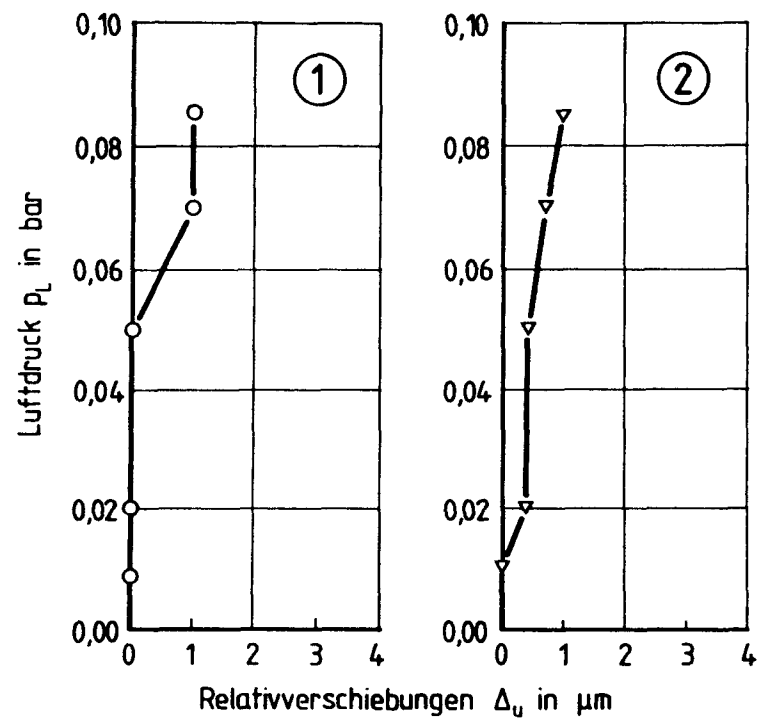
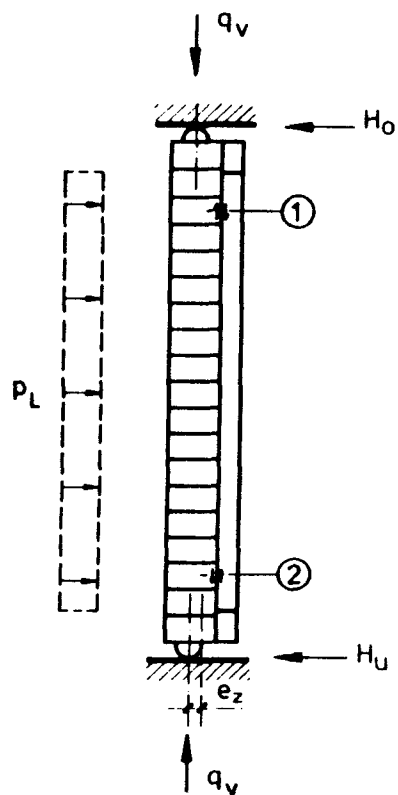


Bild 83: Relativverschiebungen zwischen Mauerwerks und Spritzmörtelschicht der Wand W10

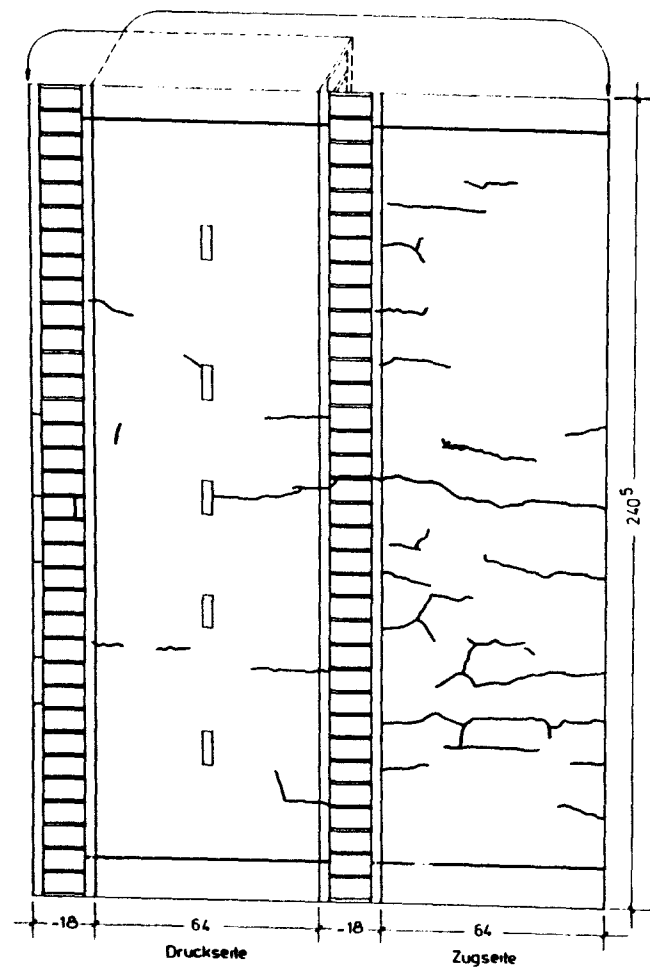


Bild 84: Ribbild der Wand W1

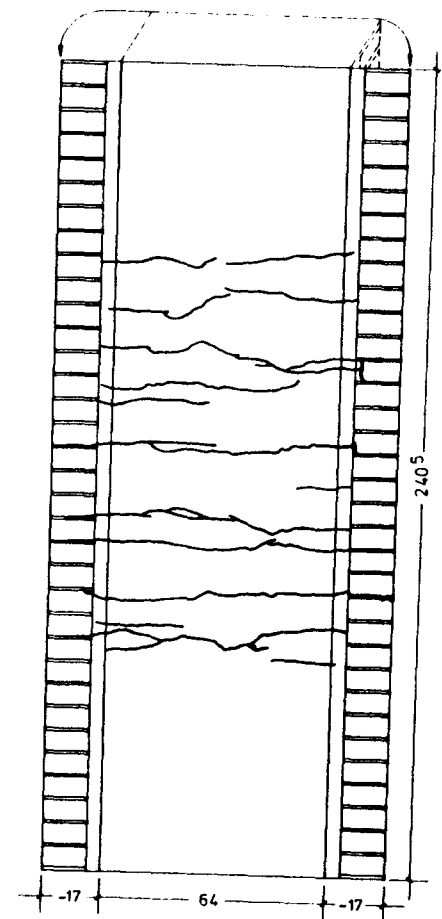


Bild 85: Ribbild der Wand W2

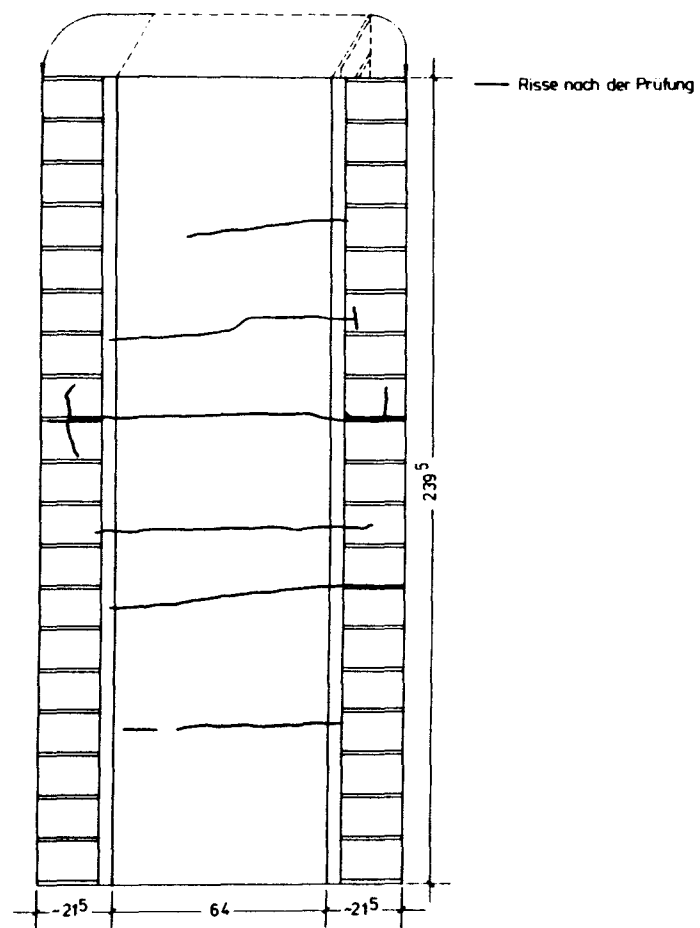


Bild 86: Rißbild der Wand W3

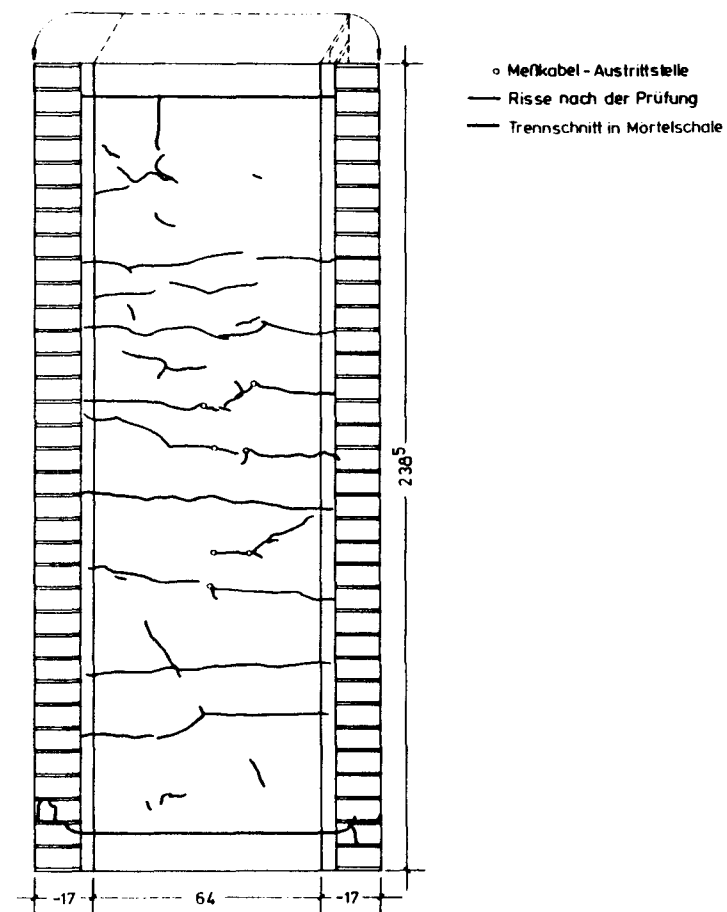


Bild 87: Rißbild der Wand W4

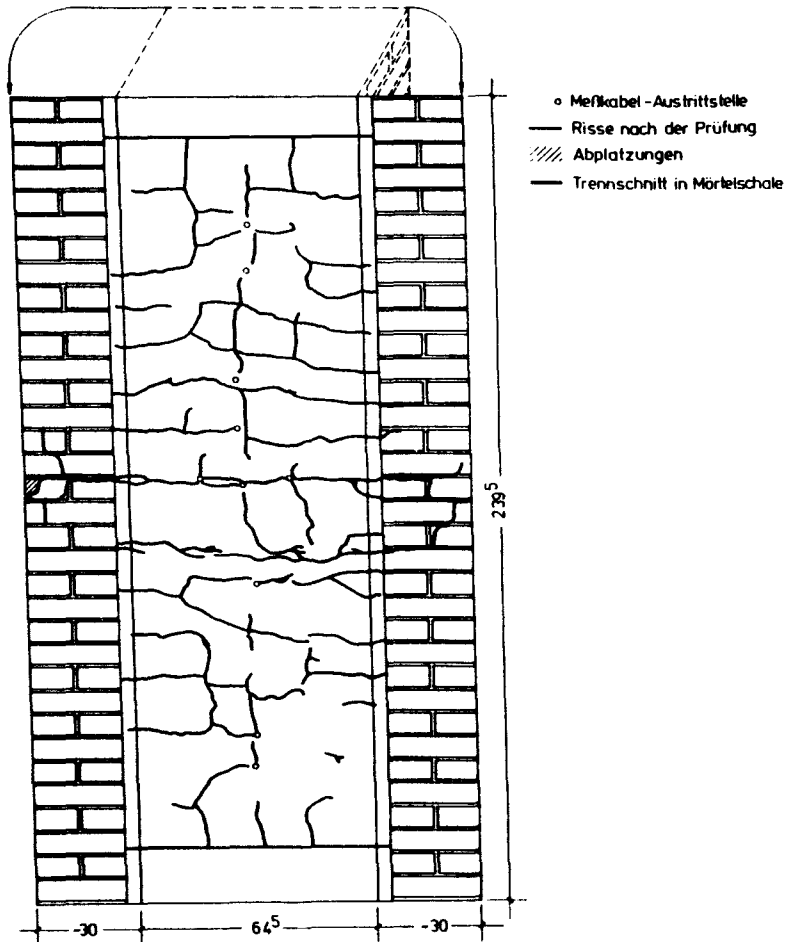


Bild 88: Ribbild der Wand W5

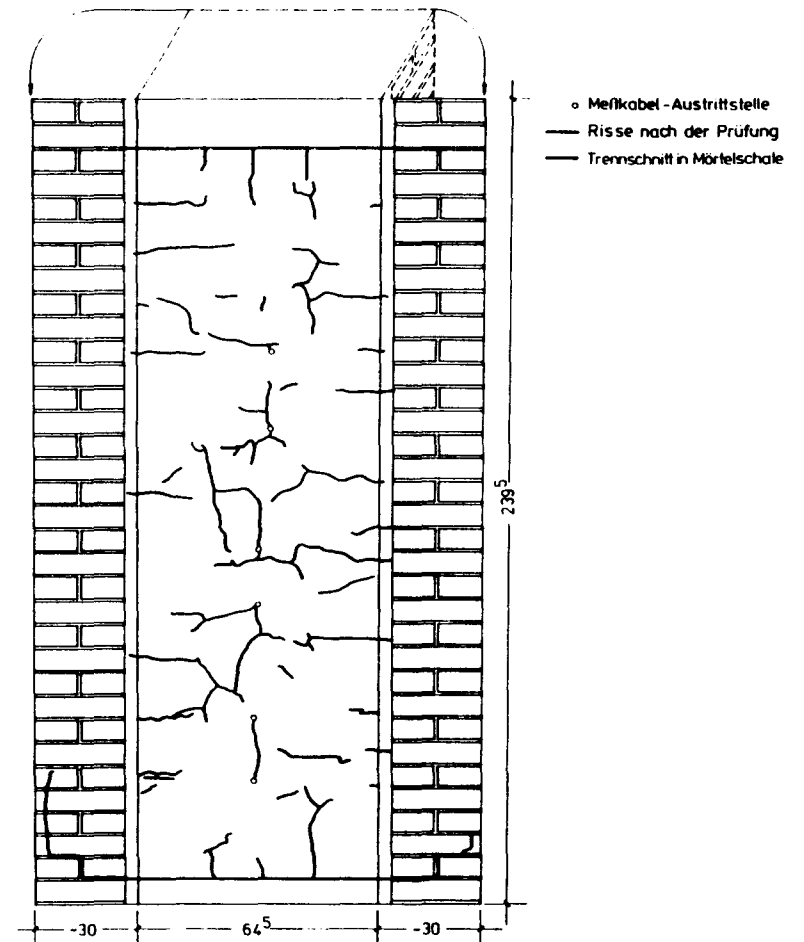


Bild 89: Ribbild der Wand W6

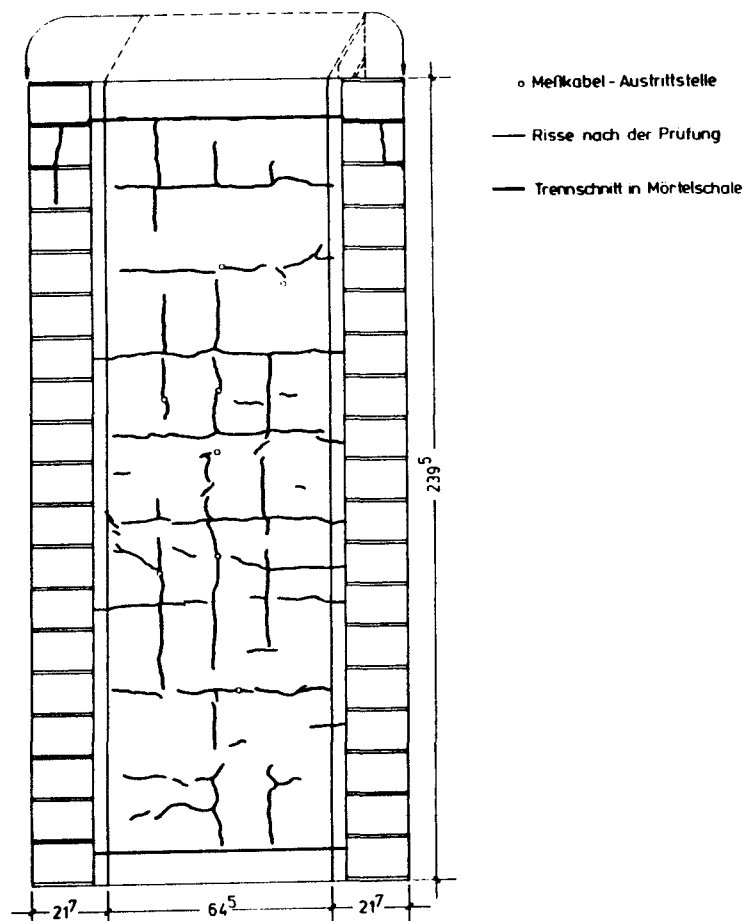


Bild 90: Rißbild der Wand W7

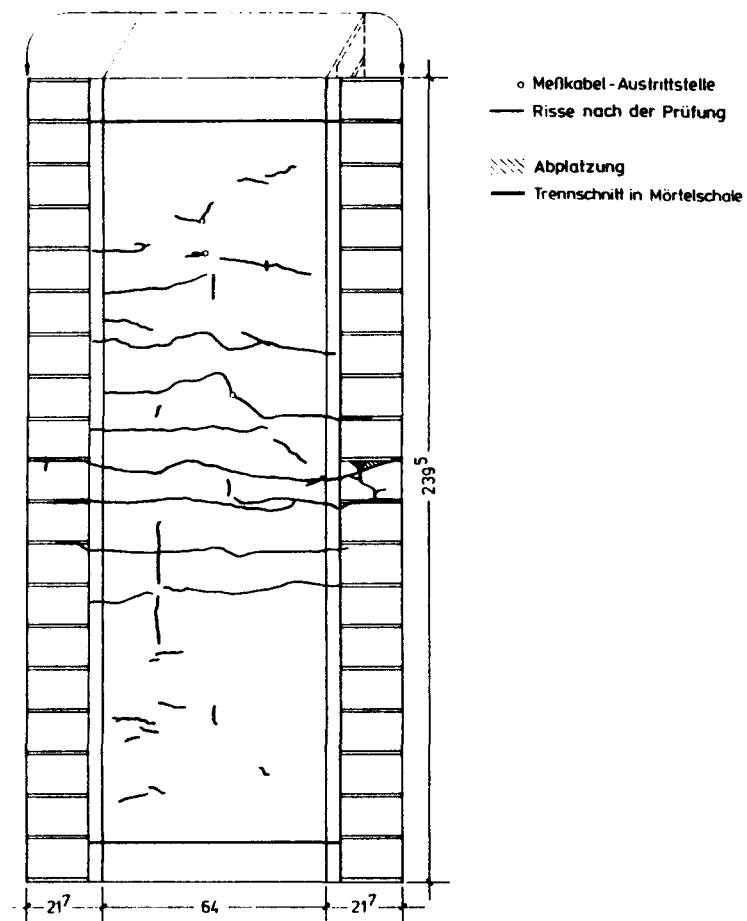


Bild 91: Rißbild der Wand W8

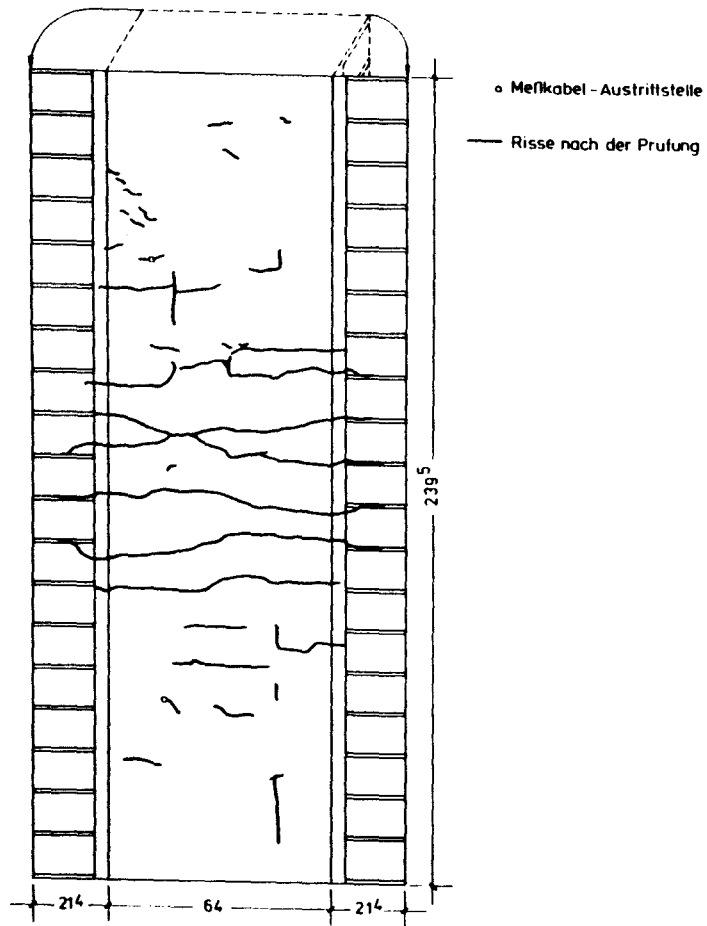


Bild 92: Rißbild der Wand W9

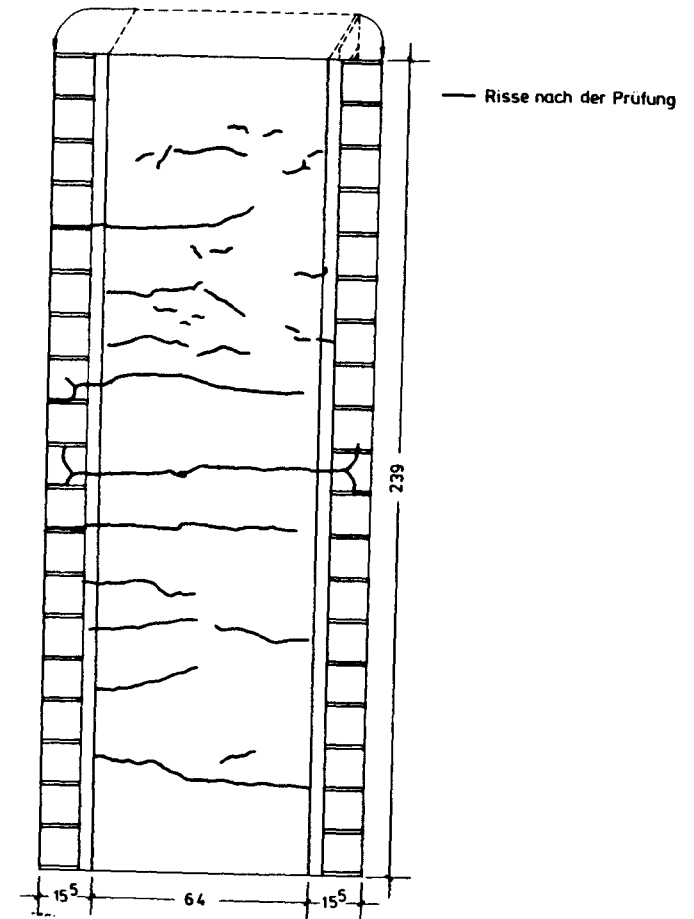


Bild 93: Rißbild der Wand W10

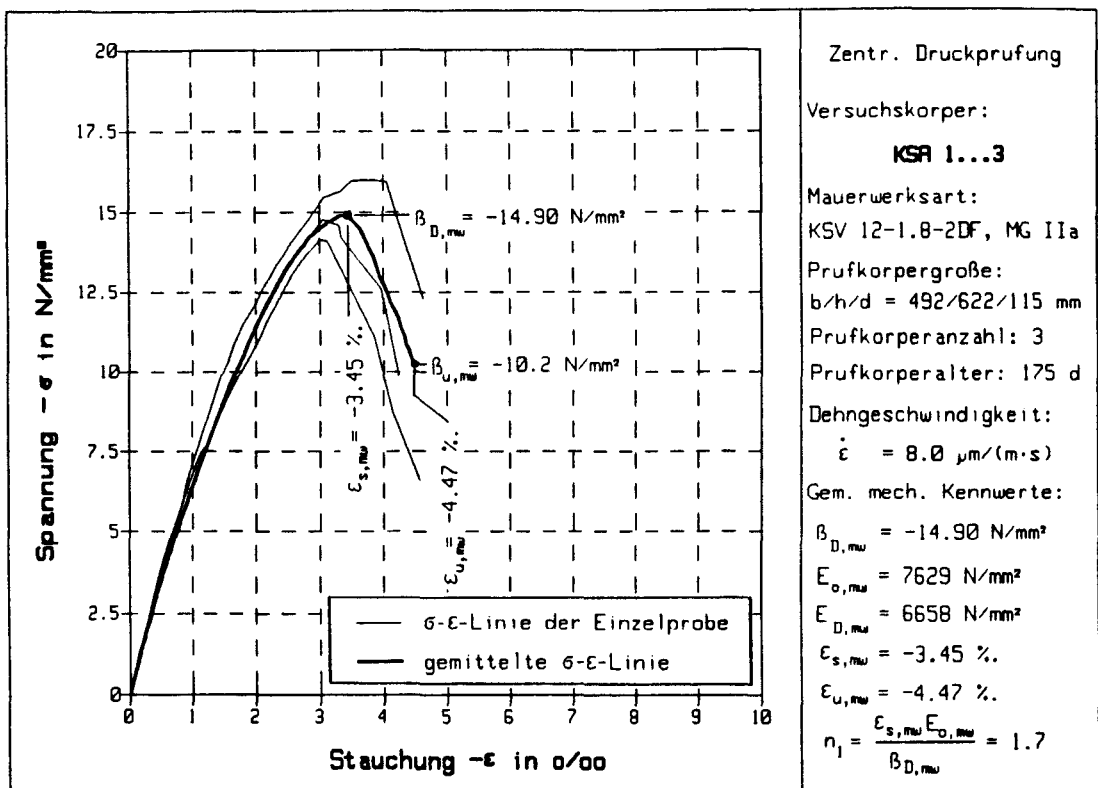


Bild 94: Spannungs-Dehnungslinie der zentrisch geprüften Mauerwerkskörper KS A 1...3

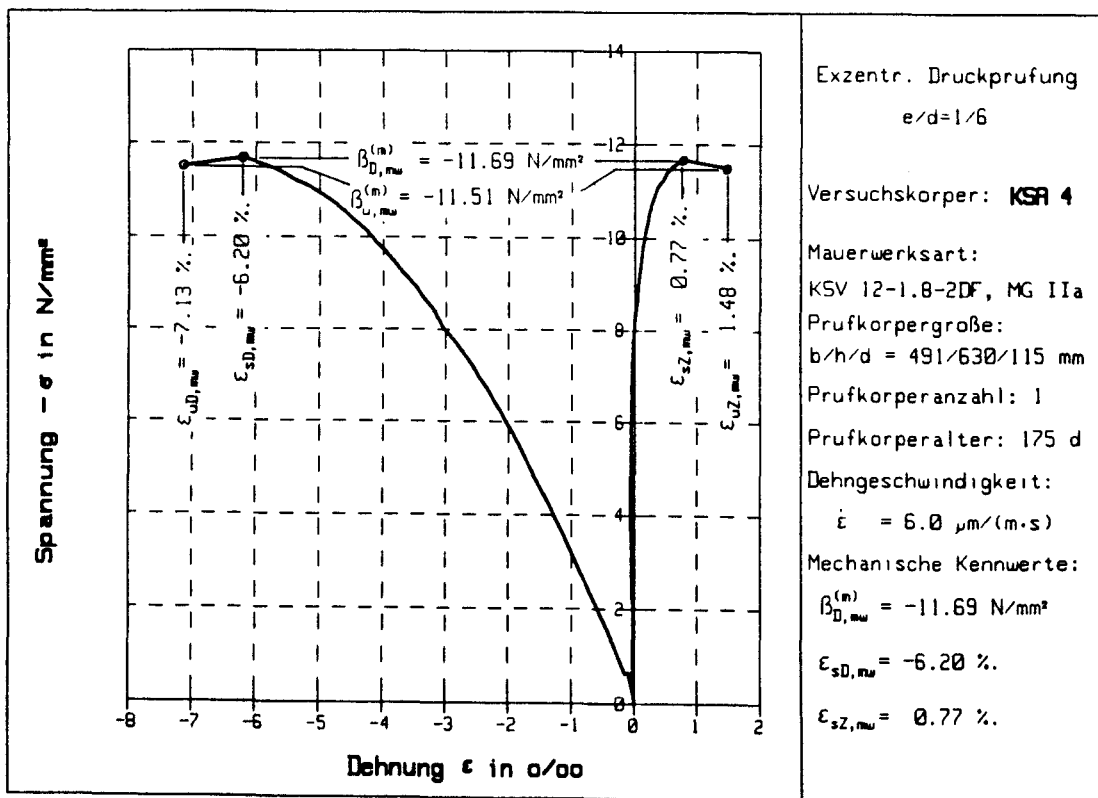


Bild 95: Spannungs-Dehnungslinie des exzentrisch geprüften Mauerwerkskörpers KS A 4

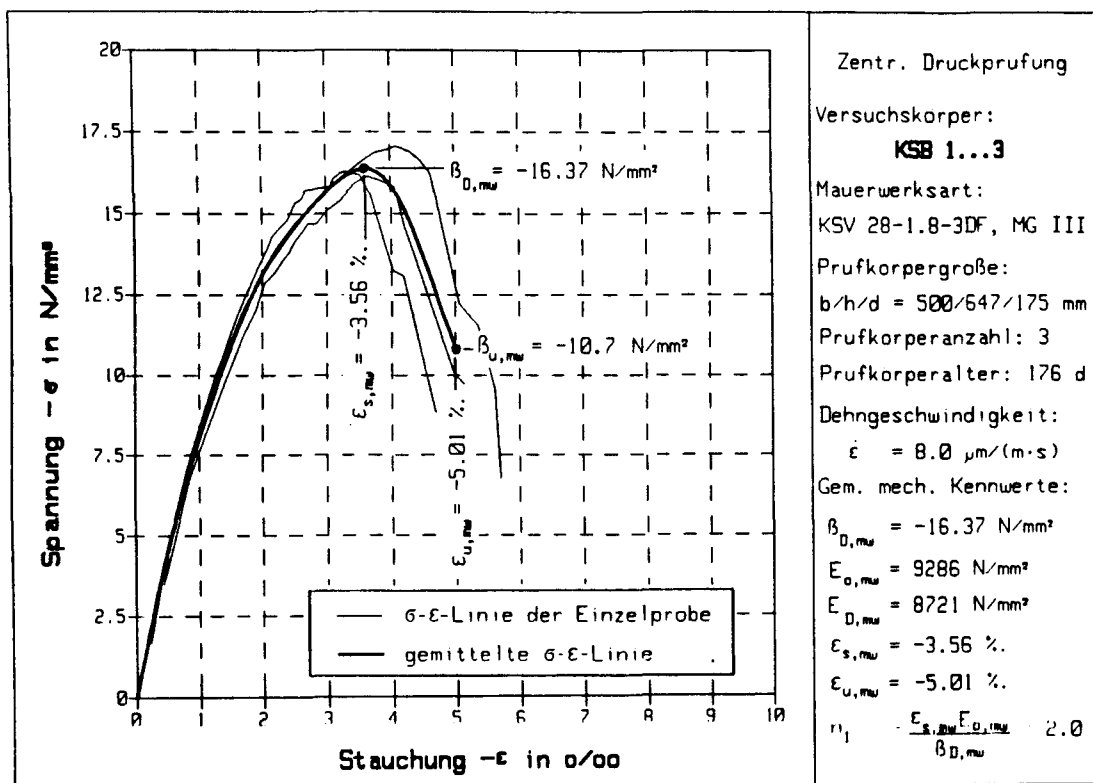


Bild 96: Spannungs-Dehnungslinien der zentrisch geprüften Mauerwerkskörper KS B 1...3

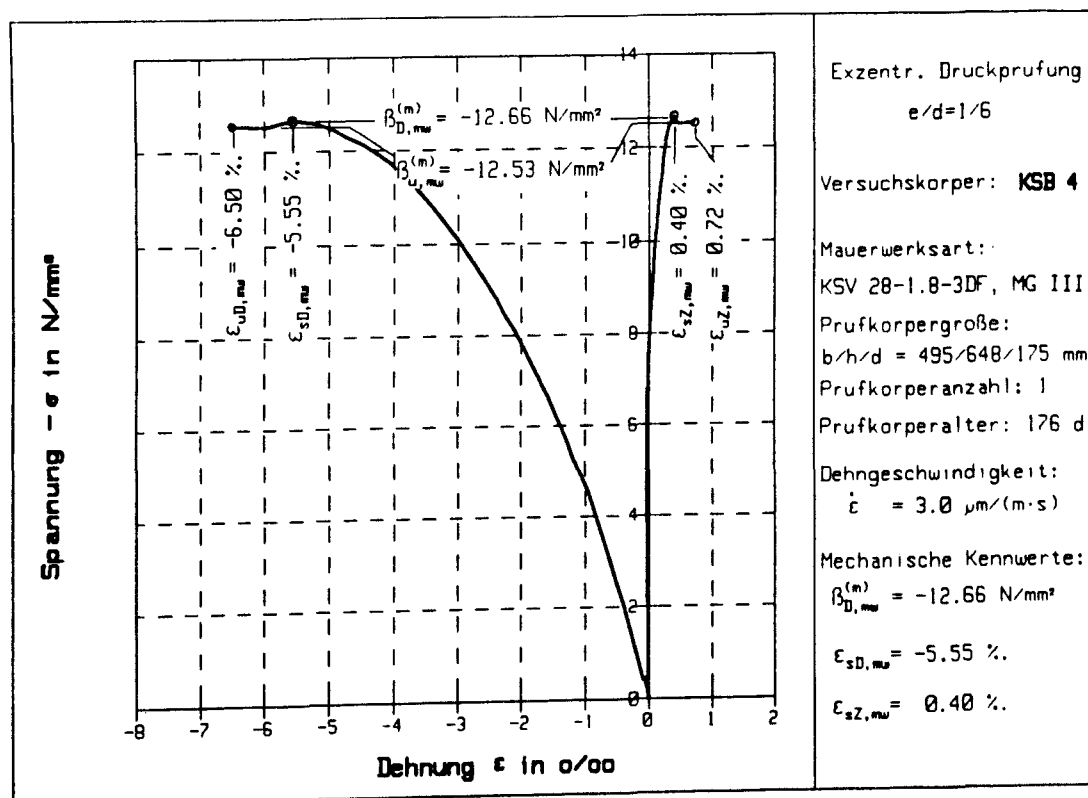


Bild 97: Spannungs-Dehnungslinie des exzentrisch geprüften Mauerwerkskörpers KS B 4

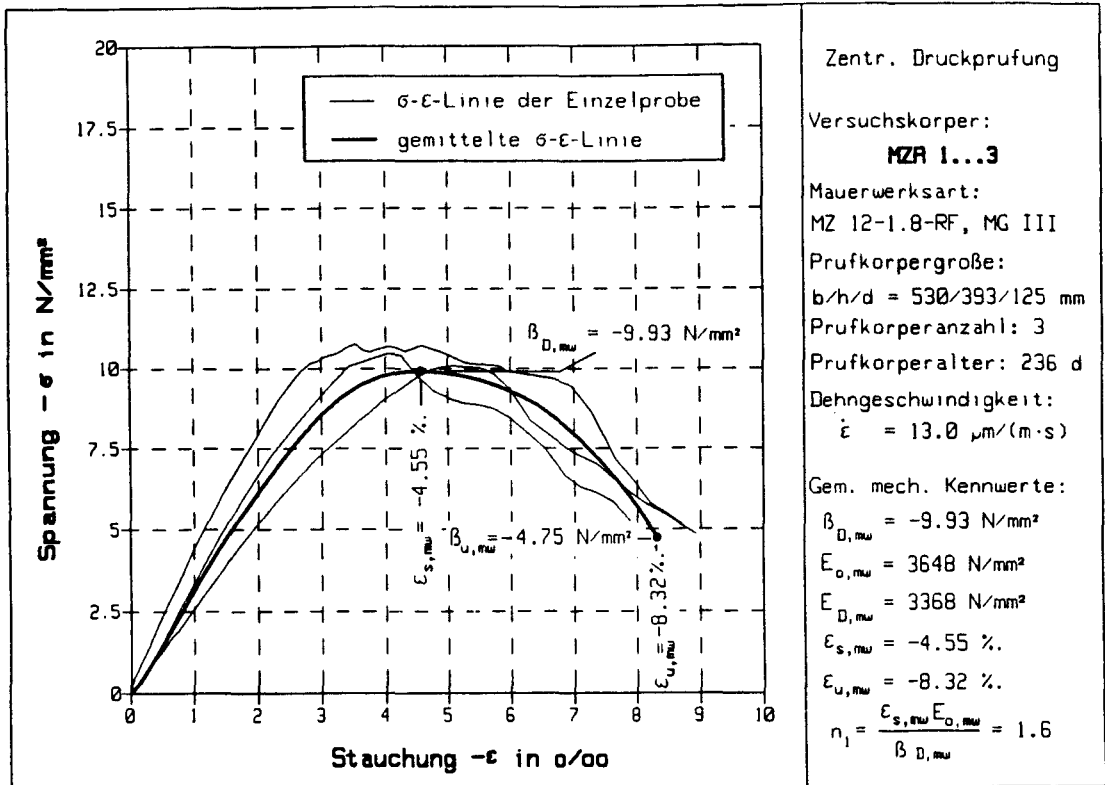


Bild 98: Spannungs-Dehnungslinien der zentrisch geprüften Mauerwerkskörper MZ A 1...3

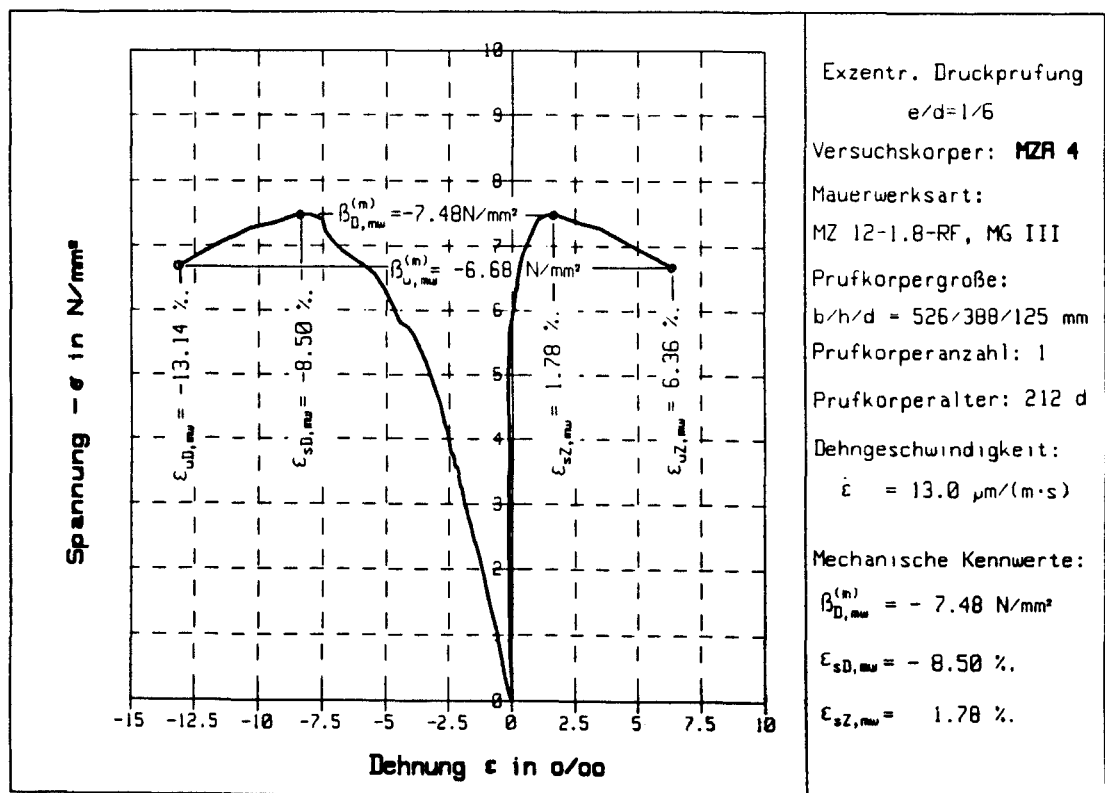


Bild 99: Spannungs-Dehnungslinie des exzentrisch geprüften Mauerwerkskörpers MZ A 4

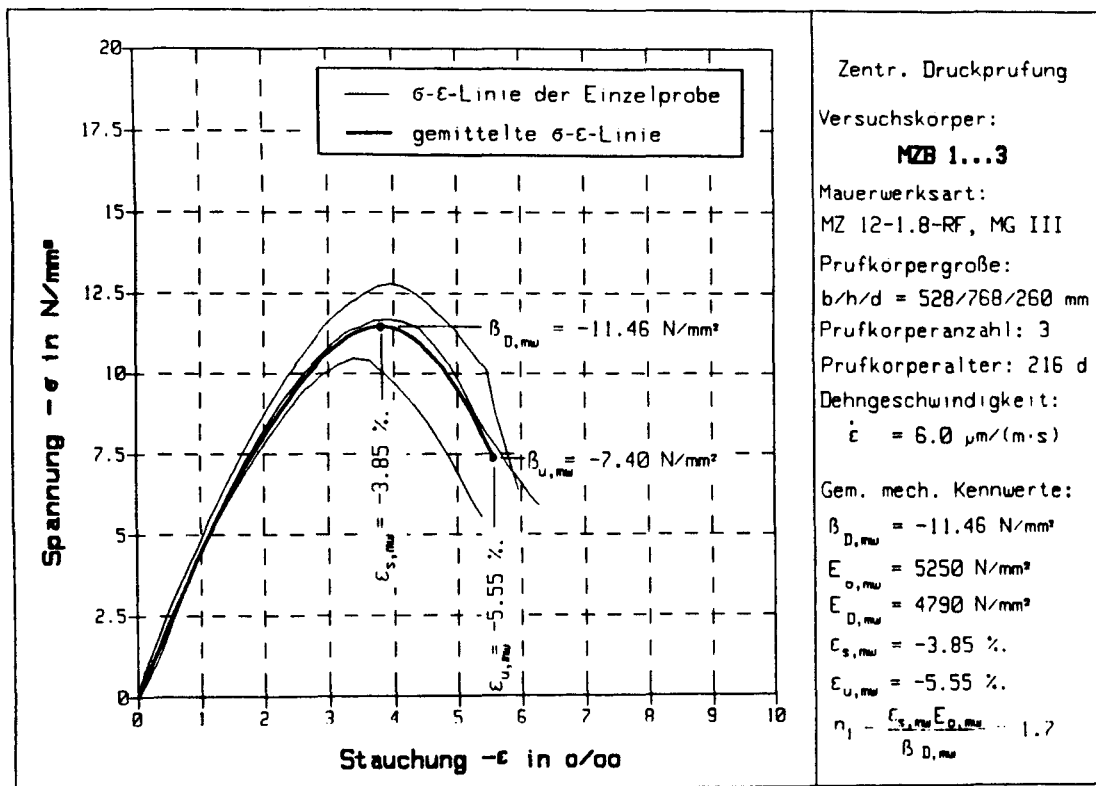


Bild 100: Spannungs-Dehnungslinien der zentrisch geprüften Mauerwerkskörper MZ B 1...3

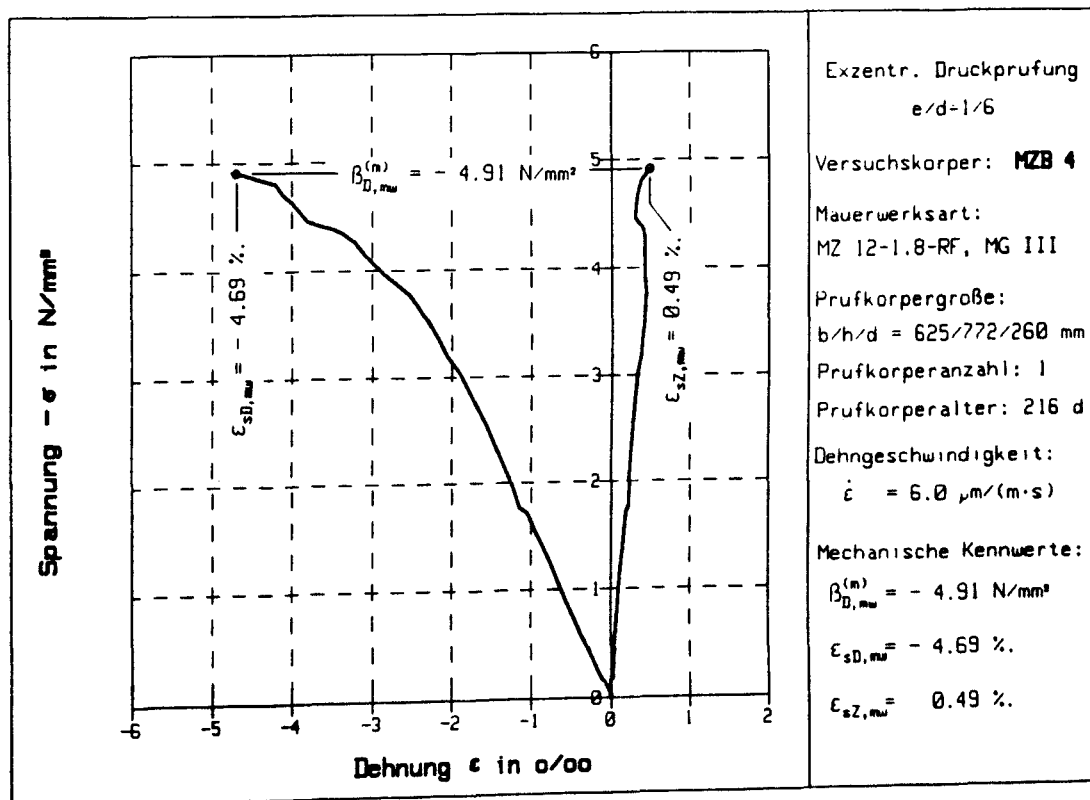


Bild 101: Spannungs-Dehnungslinie des exzentrisch geprüften Mauerwerkskörpers MZ B 4

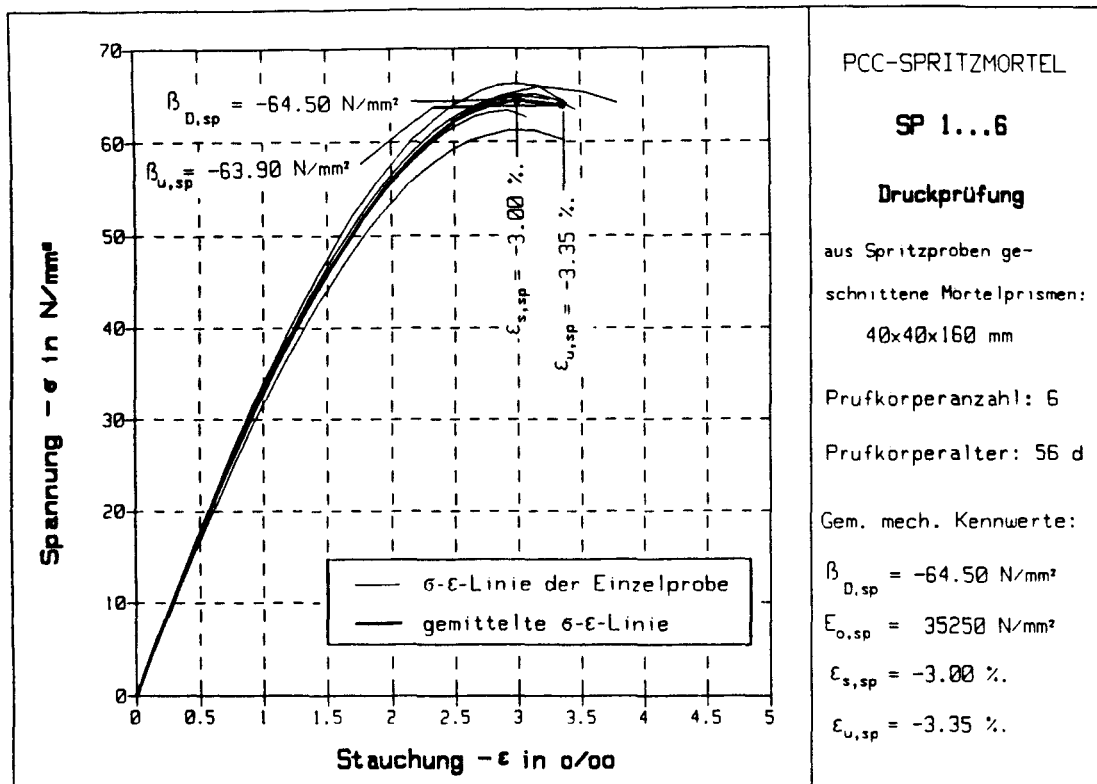


Bild 102: Spannungs-Dehnungslinien in Längsrichtung druckbeanspruchter PCC-Spritzmörtelprismen SP 1...6 (Prismen aus Spritzproben geschnitten)

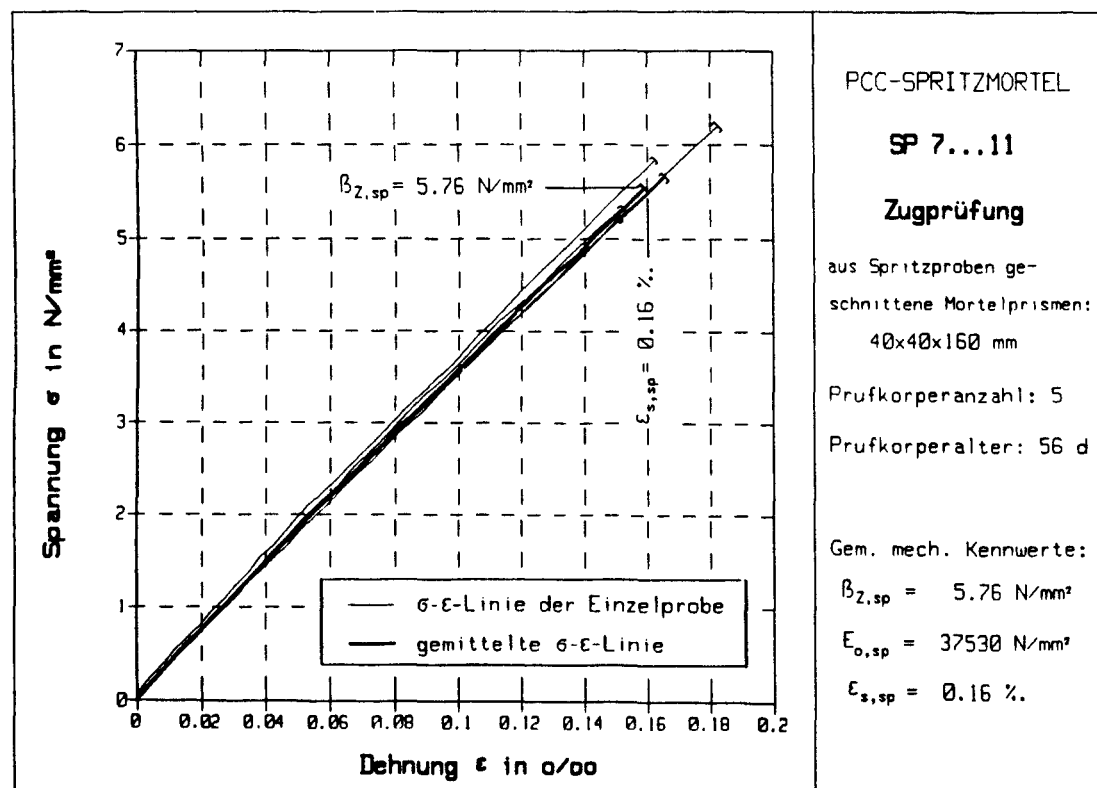
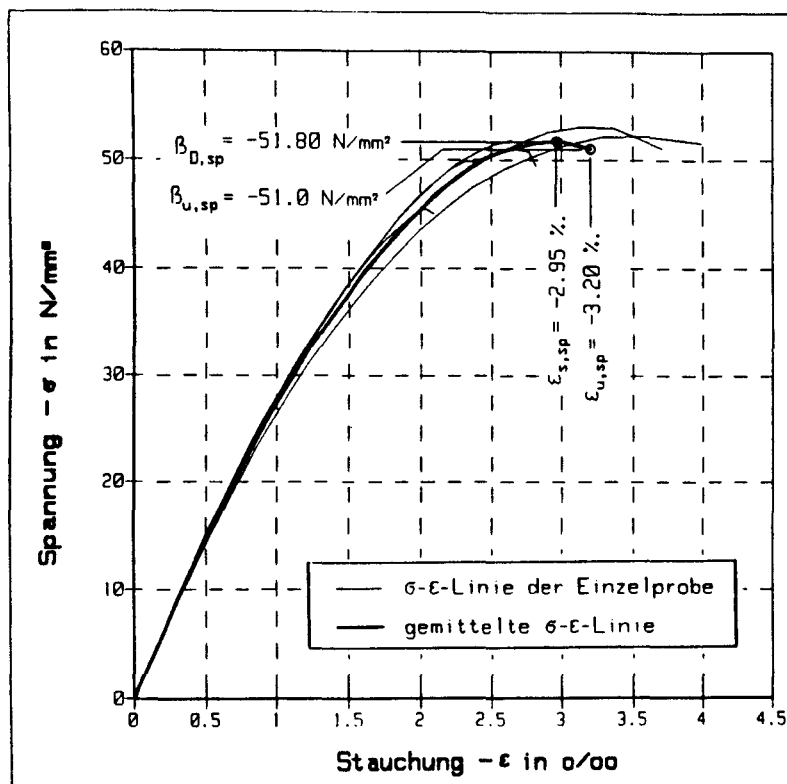


Bild 103: Spannungs-Dehnungslinien in Längsrichtung zugbeanspruchter PCC-Spritzmörtelprismen SP 7...11 (Prismen aus Spritzproben geschnitten)



PCC-SPRITZMÖRTEL

SP 30...35

Druckprüfung

in Formen hergestellte
Mörtelprismen:

40x40x160 mm

Prüfkörperanzahl: 6

Prüfkörperalter: 92 d

Gem. mech. Kennwerte:

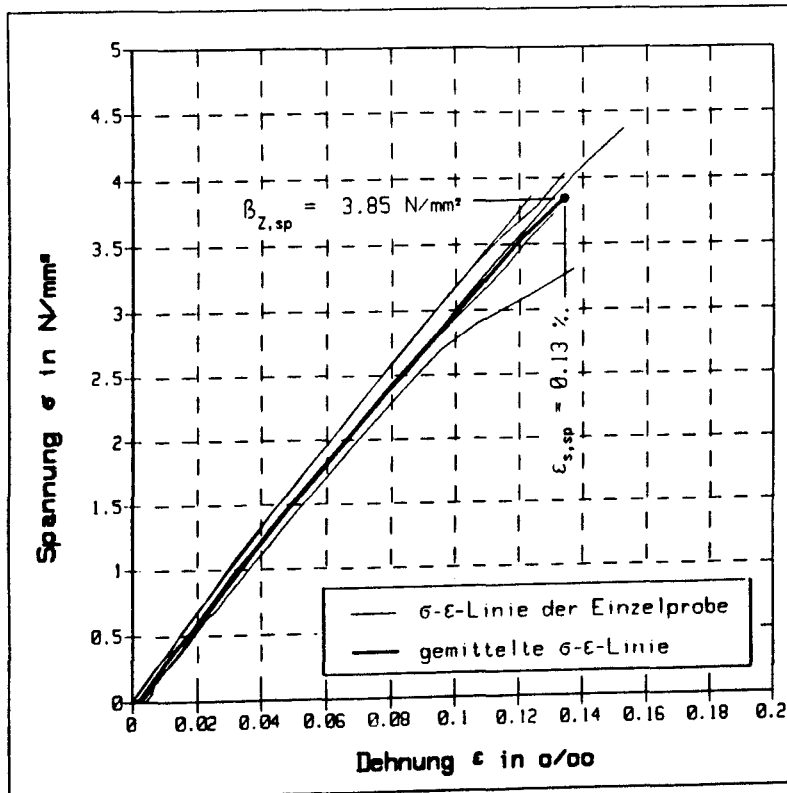
$\beta_{0,sp} = -51.80 \text{ N/mm}^2$

$E_{0,sp} = 29050 \text{ N/mm}^2$

$\epsilon_{s,sp} = -2.95 \%$

$\epsilon_{u,sp} = -3.20 \%$

Bild 104: Spannungs-Dehnungslinien in Längsrichtung druckbeanspruchter PCC-Spritzmörtelprismen SP 30...35 (separat in Formen hergestellte Prismen)



PCC-SPRITZMÖRTEL

SP 36...41

Zugprüfung

in Formen hergestellte
Mörtelprismen:

40x40x160 mm

Prüfkörperanzahl: 6

Prüfkörperalter: 92 d

Gem. mech. Kennwerte:

$\beta_{z,sp} = 3.85 \text{ N/mm}^2$

$E_{0,sp} = 31850 \text{ N/mm}^2$

$\epsilon_{s,sp} = 0.13 \%$

Bild 105: Spannungs-Dehnungslinien in Längsrichtung zugbeanspruchter PCC-Spritzmörtelprismen SP 36...41 (separat in Formen hergestellte Prüfkörper)

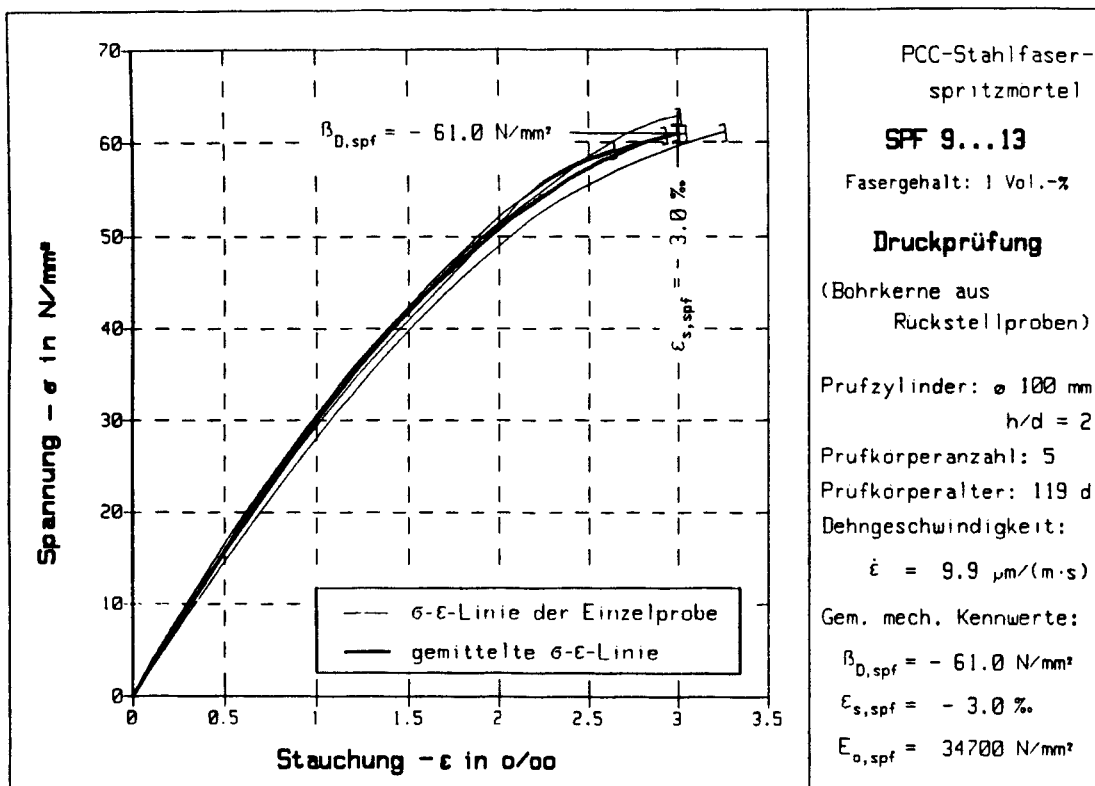


Bild 106: Spannungs-Dehnungslinie der druckbeanspruchten Bohrkerne SPF 9...13 aus PCC-Stahlfasermörtel

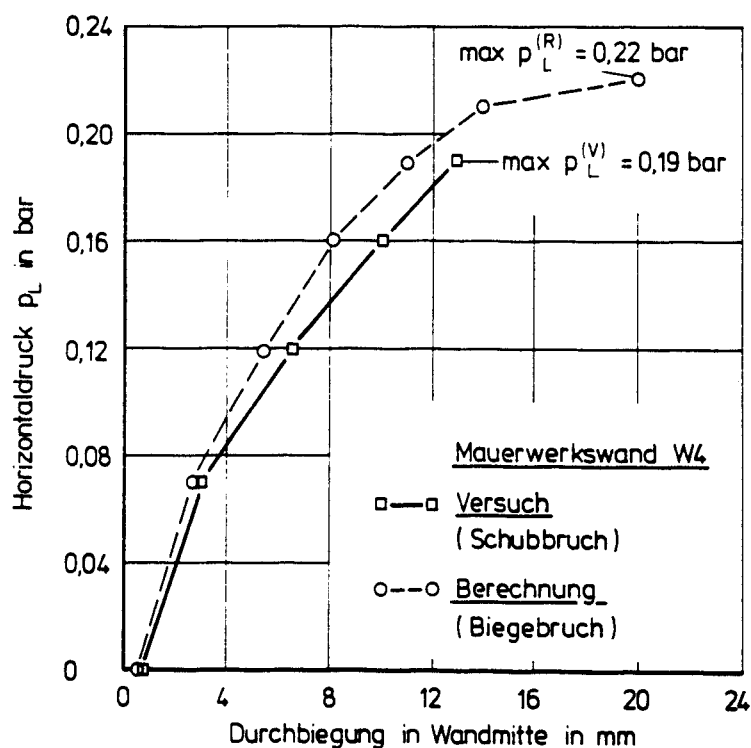


Bild 107: Durchbiegungen in halber Höhe der Wand W4

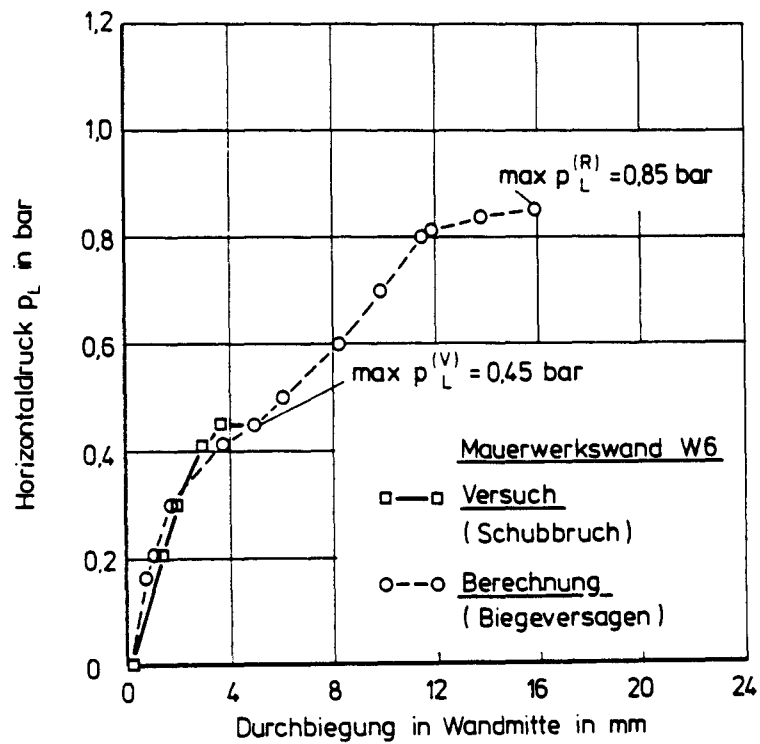


Bild 108: Durchbiegungen in halber Höhe der Wand W6

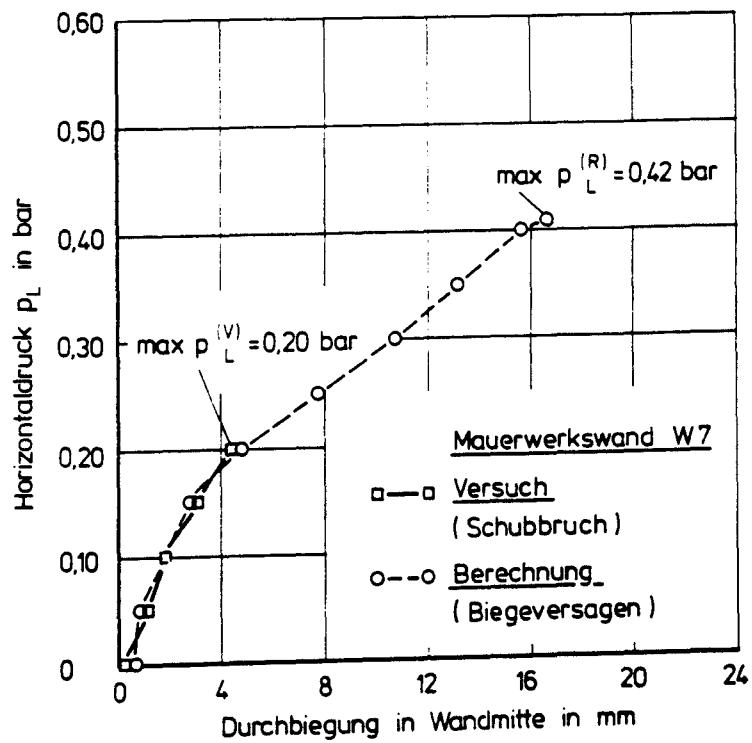


Bild 109: Durchbiegungen in halber Höhe der Wand W7

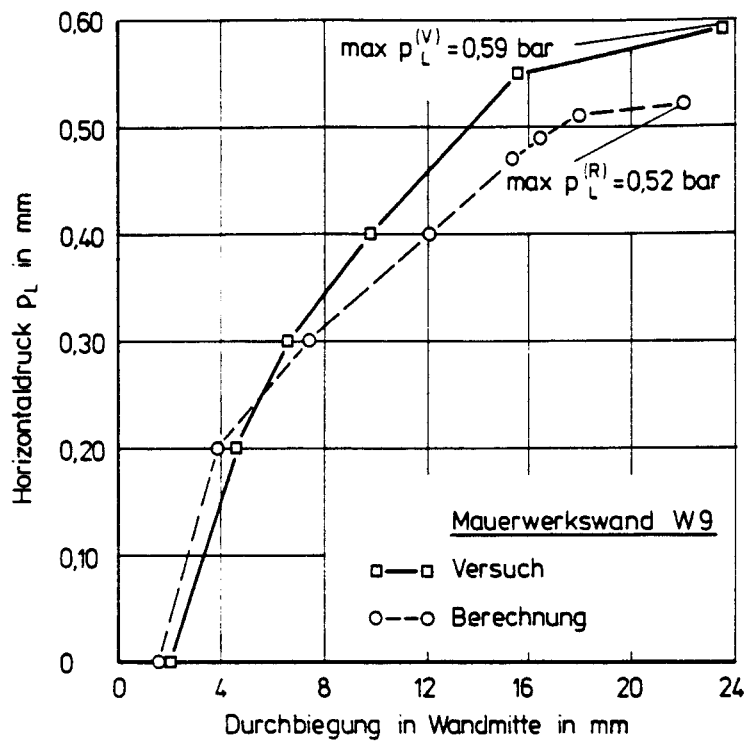


Bild 110: Durchbiegungen in halber Höhe der Wand W9

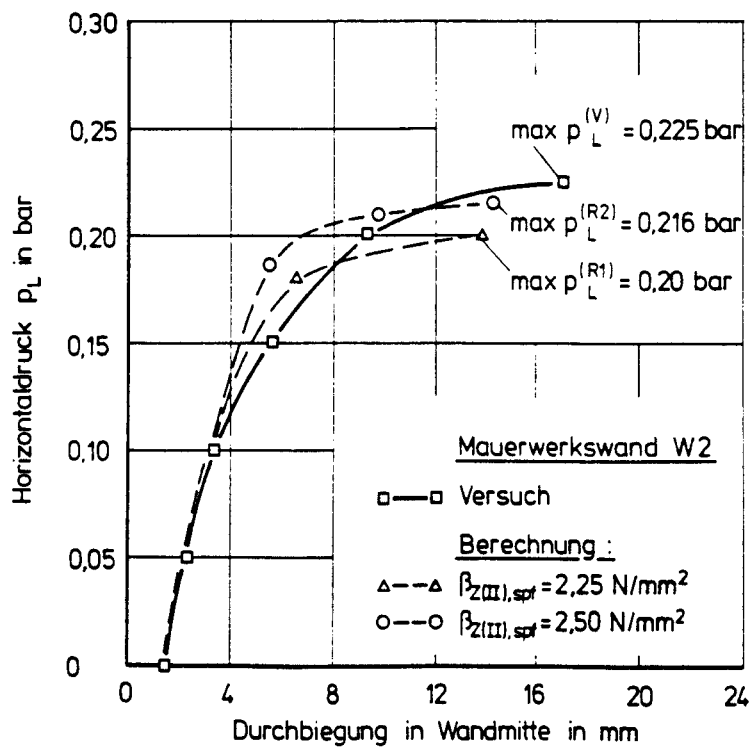
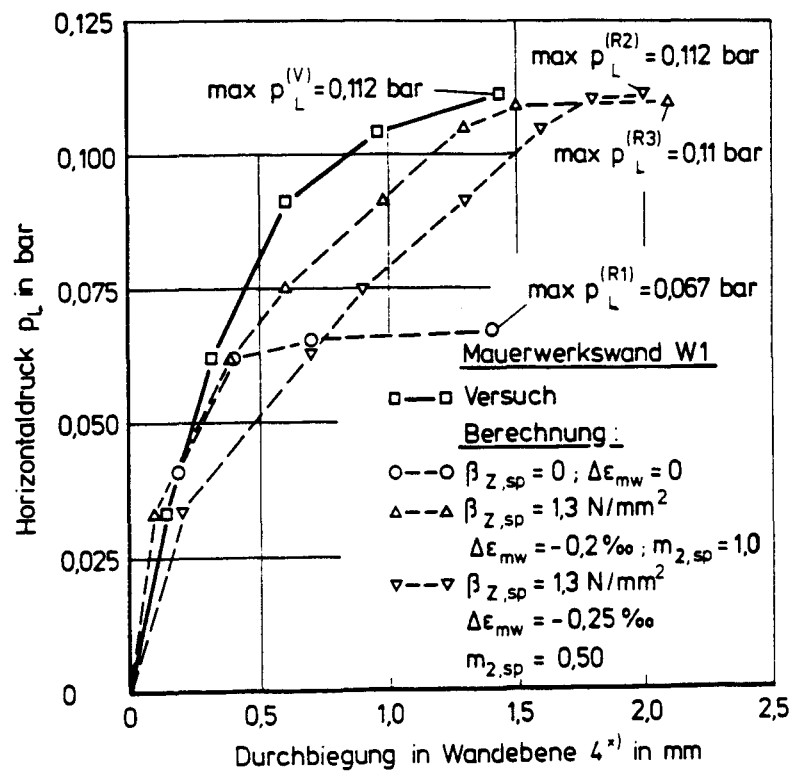


Bild 111: Durchbiegungen in halber Höhe der Wand W2



^{*)} Meßgerät in Wandmitte ausgefallen

Bild 112: Durchbiegungen in Wandebene 4 der Wand W1

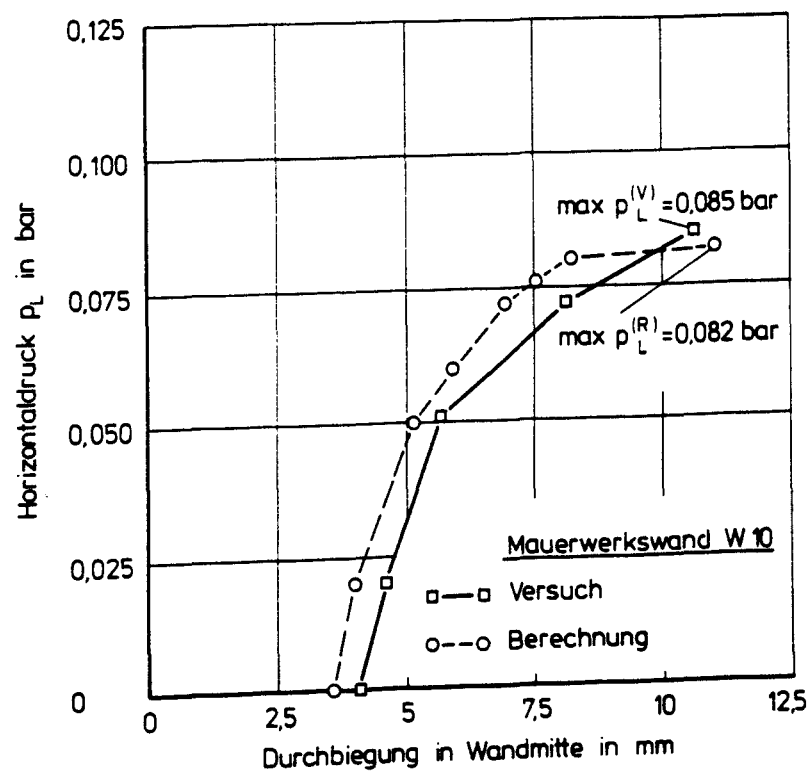


Bild 113: Durchbiegungen in halber Höhe der Wand W10

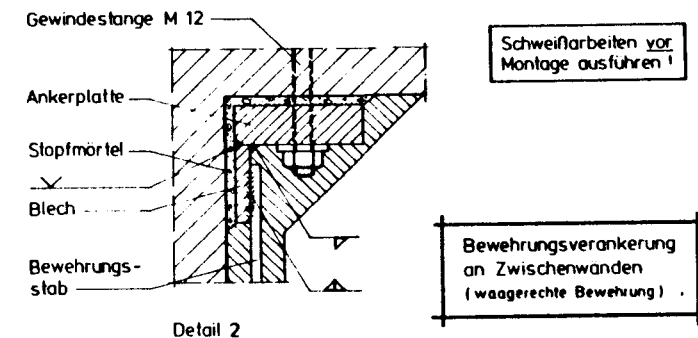
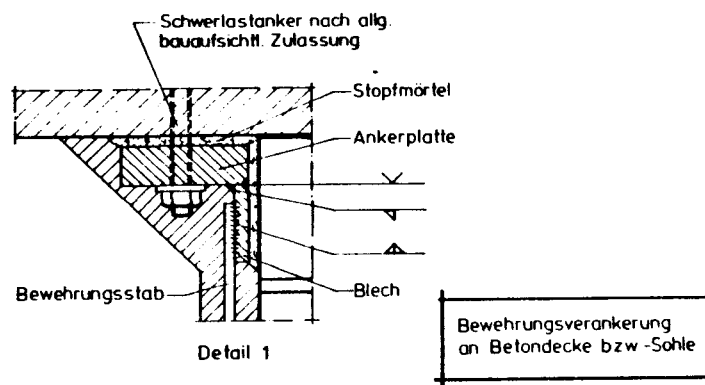
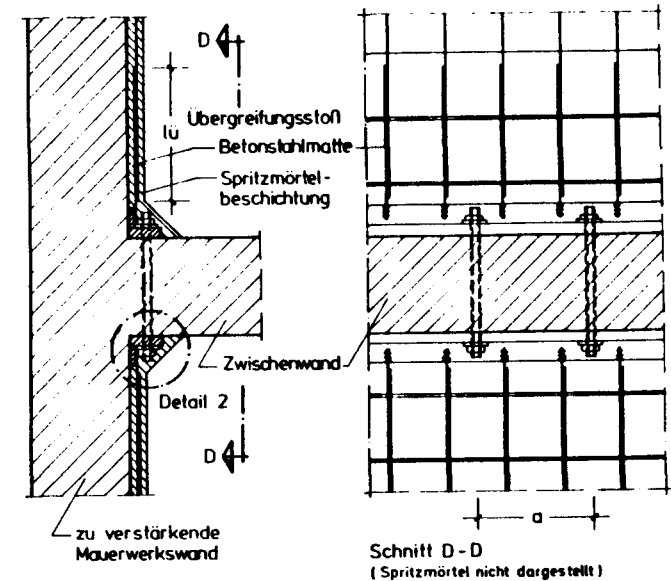
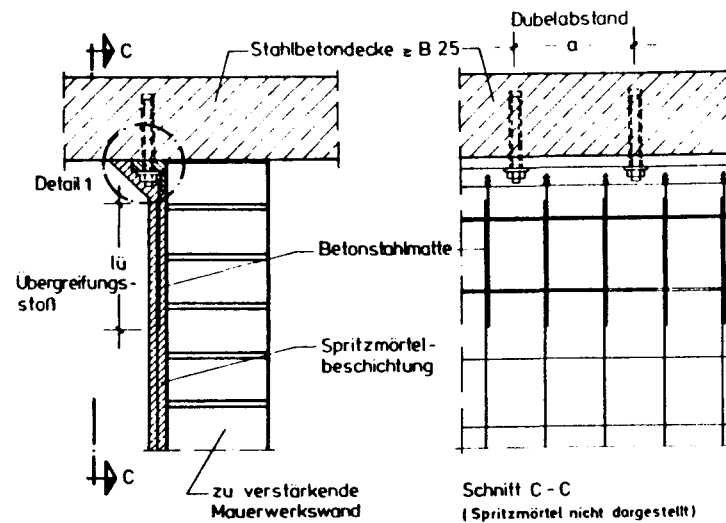
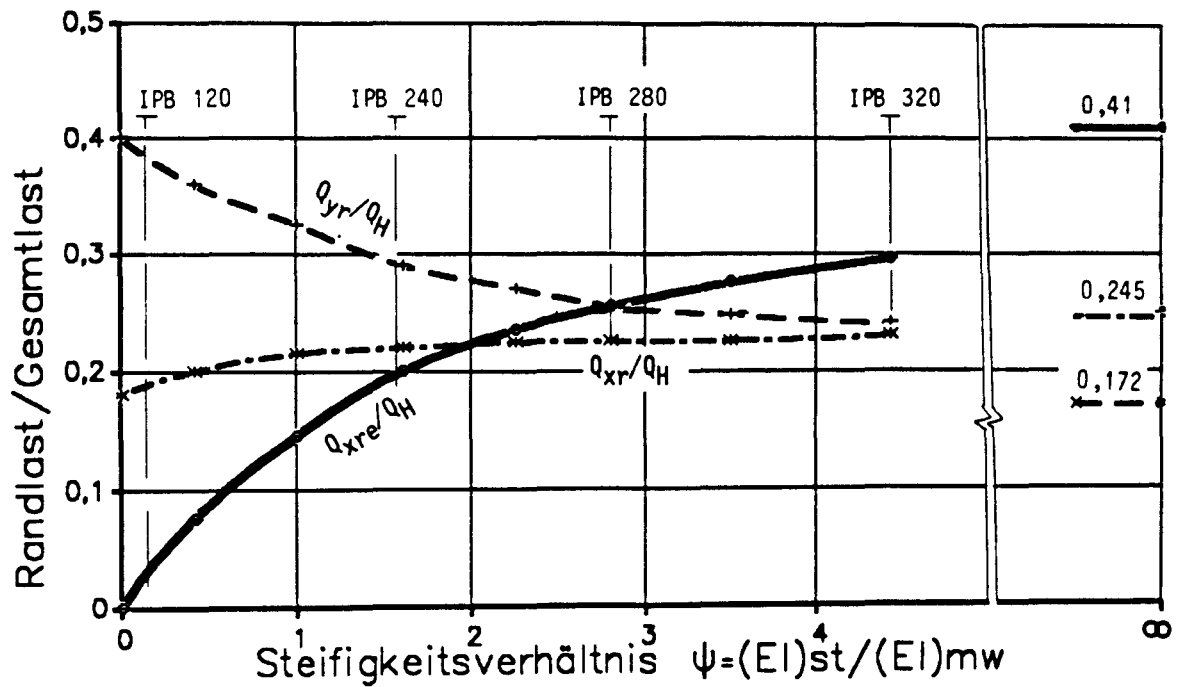
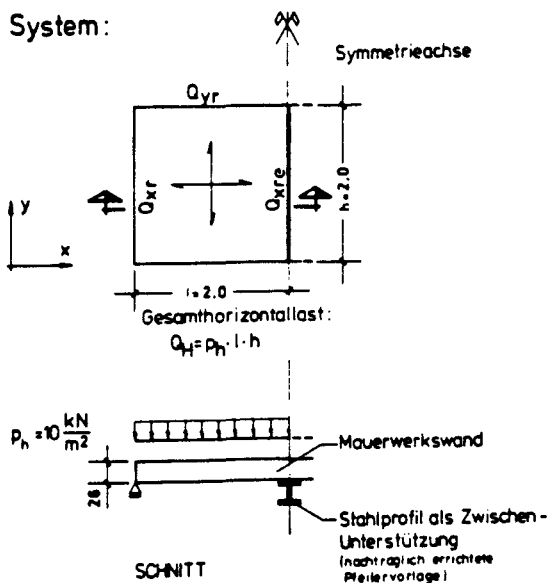


Bild 114: Konstruktionsvorschlag zur Endverankerung der Biegebewehrung betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten



System:



Materialangaben:

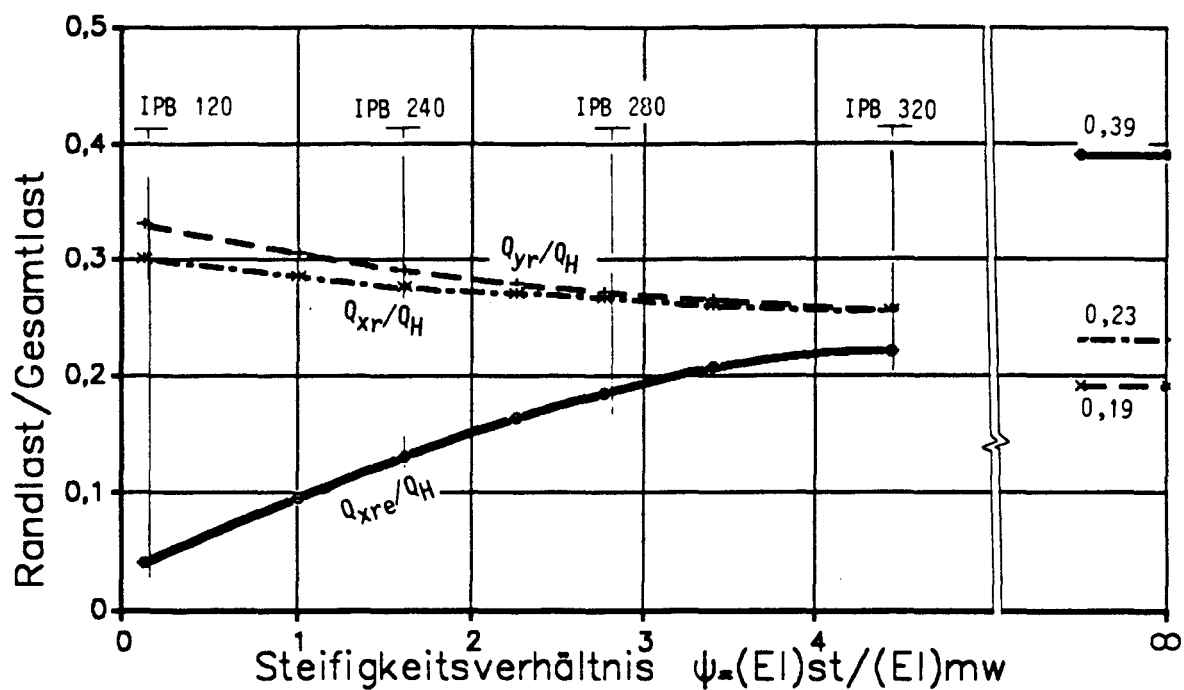
Mauerwerk:

$B_{D,mw} = 10 \text{ MN/m}^2$
 $E_{mw} = 10000 \text{ MN/m}^2$

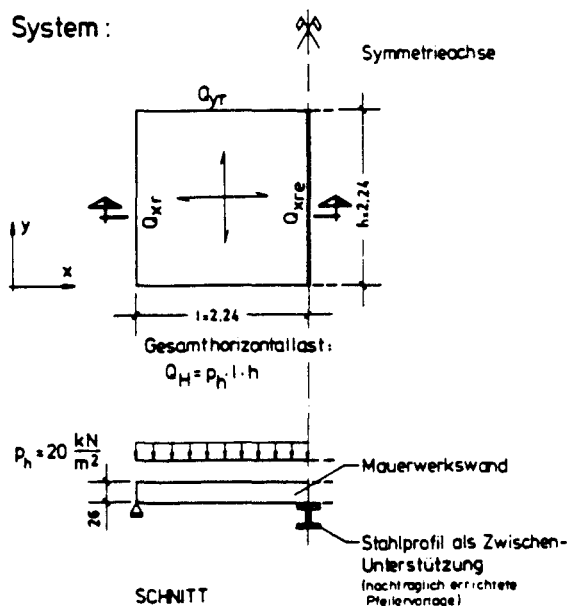
Aussteifungsträger:

Baustahl St 37
 $E = 210000 \text{ MN/m}^2$

Bild 115: Querkräfte kreuzweise lastabtragender, durch Pfeilervorlagen ausgesteifter Wände (linear-elastisches Werkstoffgesetz von Mauerwerk)



System:



Materialangaben:

Mauerwerk:

$$B_{D,mw} = 10 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{mw} = 10000 \text{ MN/m}^2$$

Aussteifungsträger:

$$\text{Baustahl St 37}$$

$$E = 210000 \text{ MN/m}^2$$

Bild 116: Querkräfte kreuzweise lastabtragender, durch Pfeilervorlagen ausgesteifter Wände (nichtlineares Werkstoffgesetz von Mauerwerk)

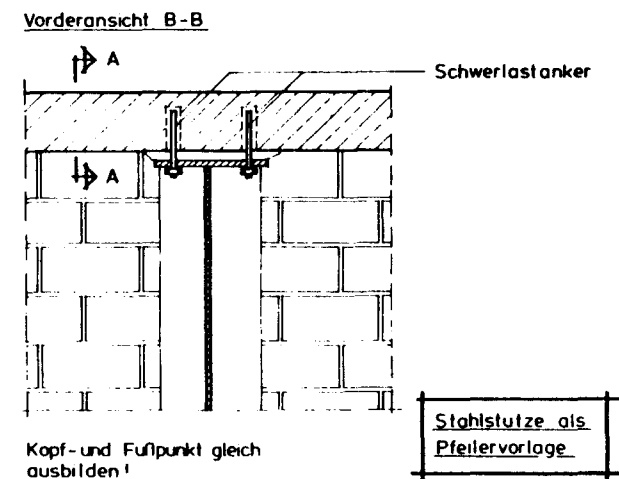
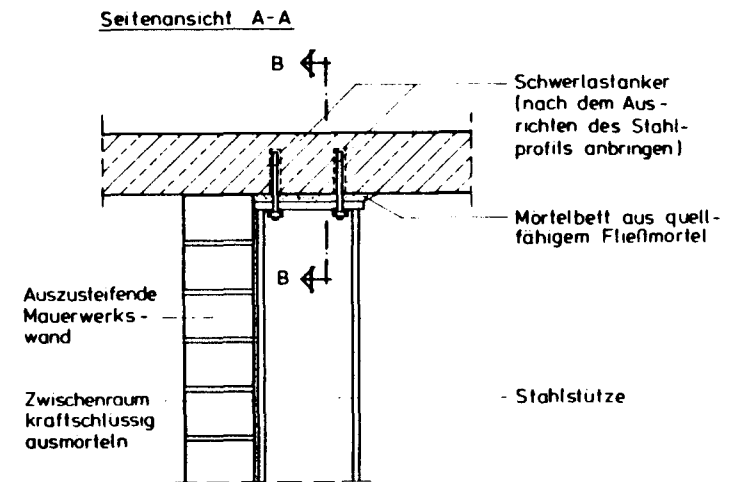
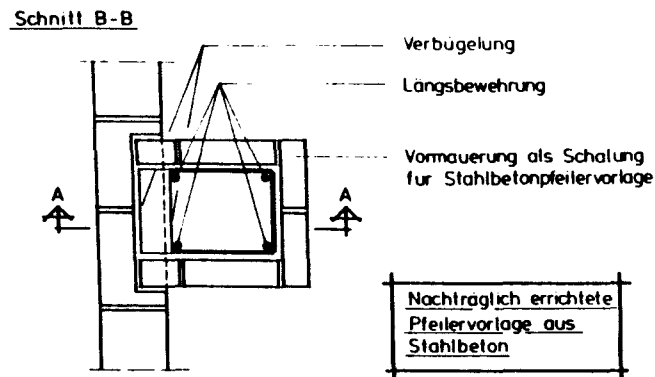
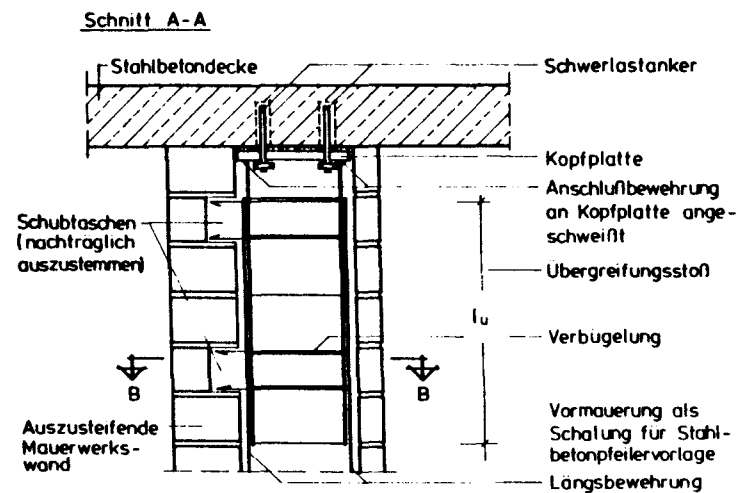


Bild 117: Konstruktionsvorschläge zur nachträglichen Einrichtung von Pfeilervorlagen gemauerter Wände

F090-94 | 0017

02. JULI 1991

30 - 0264/2-001